



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO  
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

PETRI TIMO  
RASKAASTI KUORMITETTUIJEN MAANVARAISTEN TERÄSBE-  
TONILAATTOJEN RAKENNESUUNNITTELU JA -MITOITUS

Diplomityö

Tarkastaja: prof. Anssi Laaksonen  
Tarkastaja ja aihe hyväksytty  
2. toukokuuta 2018

## TIIVISTELMÄ

**PETRI TIMO:** Raskaasti kuormitettujen maanvaraisten teräsbetonilaattojen rakennesuunnittelu ja -mitoitus  
Tampereen teknillinen yliopisto  
Diplomityö, 66 sivua, 2 liitesivua  
Marraskuu 2018  
Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma  
Pääaine: Rakennesuunnittelu  
Tarkastaja: professori Anssi Laaksonen

Avainsanat: maanvarainen laatta, betoni, teollisuus

Tarkoituksena oli tutkia mitä rakennesuunnittelijan täytyisi huomioida laatiessaan suunnitelmiaan laskelmineen raskaasti kuormitetuista maanvaraisista teräsbetonilaatoista. Eri-tyisesti haluttiin selvittää mm. maaperätietojen vaikutukset lopputulokseen. Tutkimuksesta rajattiin pois mm. laatan käyttäytyminen liikuntasaumoissa ja liikuntasaumojen kuormanjako.

Pienet virheet alustaluvussa eivät juuri vaikuta lopputulokseen. Laatan alusrakenteet kantavuusarvoineen tulee siitä huolimatta arvioida mahdollisimman tarkoin. Keskeinen raudoitemäärään vaikuttava asia on kutistumasaumojen määrä. Tiheä saumajako vaikuttaa edullisesti pakkovoimiin kuten kutistumaan, mutta epäedullisesti käytettävyyteen. Pakkovoimat huomioitaessa – suurilla saumaväleillä – raudoitemäärä kasvaa. Jos laatan kutistuma pyritään keskittämään saumoihin, laatan ja alusrakenteen välillä olisi syytä pyrkiä pieneen kitkaan. Sen sijaan laatan alle voidaan valita karkearakeinen suurikitkainen maa, jos liukuominaisuutta ei tarvita.

Raskaasti kuormitettu maanvarainen laatta on pääsääntöisesti kantava rakenne. Jos rakenteen vauriosta on vaaraa henkilöturvallisuudelle, niin suunnittelussa tulee soveltaa ympäristöministeriön asetuksia kantavista rakenteista. Esimerkiksi hyllyjen pystyssä pysyminen on käyttöturvallisuuden kannalta oleellista.

## ABSTRACT

**PETRI TIMO:** Structural design and dimensioning of heavily loaded ground-supported reinforced concrete slabs

Tampere University of Technology

Master of Science Thesis, 66 pages, 2 Appendix pages

November 2018

Master's Degree Programme in Civil Engineering

Major: Structural Design

Examiner: Professor Anssi Laaksonen

Keywords: ground supported slab, concrete, industry

The main purpose of this thesis was to investigate what would be the most important things to the structural engineers while designing heavily loaded ground supported reinforced concrete slabs. Especially we wanted to find out what kind of effects are with soil data to the results, for example. We decided to exclude behavior of the slab on expansion joints and joints' load distribution.

Small mistakes with modulus of subgrade aren't really affect to the results. Despite of that you have to estimate as close as possible the substructures and their modulus of subgrades. The number of expansion joints are essential concerning the amount of reinforcing. Small frequent of joints reduces the forces like shrinkage but they impair usability. With great frequent of joints, the amount of reinforcing increases if the forces from shrinkage are considered. There need to be small friction between slab and subgrade if it is wanted to centralize the shrinkage to the joints. There can be rough subgrade below the slab if there are no need for sliding property.

The heavily loaded ground supported slab is usually need to be considered as a load bearing structure. If the damage of the structure causes any danger to operational safety, you have to use the regulations given by Ministry of the Environment. For example, keeping the shelves upright is essential for operational safety.

## ALKUSANAT

Pitkä oli taival.

Suuri kiitos Riinalle, Kaisalle ja Väinölle kärsivällisyydestänne.

Auramo-säätiölle kiitos henkilökohtaisesta apurahasta. Kiitos Sweco Rakennetekniikka Oy:lle rahoituksesta, DI Kimmo Fabrinille ja ohjausryhmälle työn ohjauksesta. Professori Anssi Laaksoselle kiitos tärkeistä kommentteista ja huomioista.

Pirkkalassa, 19.11.2018

Petri Timo

# SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO .....	1
1.1	Tutkimustyön tausta .....	1
1.2	Tavoitteet ja rajaukset .....	1
1.3	Tutkimustyön teko.....	2
2.	LAATTA JA LAATAN ALUSRAKENNE .....	3
2.1	Maaperä ja alusta.....	3
2.2	Rakennetyypit.....	6
2.2.1	Lämmöneristetty ja -eristämätön rakenne.....	6
2.2.2	Saumaton ja saumallinen rakenne.....	9
3.	MITOITUSPERUSTEET .....	11
3.1	Maanvarainen laatta - kantava rakenne vai ei .....	11
3.2	Murto- ja käyttörajatilamitoitus .....	11
3.3	Varmuuskertoimet ja kuorman ominaisarvon määritelmä.....	12
4.	KUORMITUKSET JA MITOITUS.....	16
4.1	Kuormaluokat.....	16
4.2	Kuormitusala, pistekuorman suuruus ja -sijainti.....	17
4.3	Lämpötilamuutokset, kutistustuma ja kitka – vaikutukset voimasuureisiin	22
4.4	Saumaton maanvarainen laatta.....	25
4.5	Lävistys .....	25
4.5.1	Lävistyskestävyys .....	25
4.5.2	Lävistävä voima maanvaraisessa laatassa.....	30
4.6	Lävistys CSCT:n mukaan.....	32
4.7	Taivutusmitoitus.....	35
4.8	Halkeilumitoitus .....	39
4.9	Pohjapaine ja taipumat .....	42
5.	MAANVARAISEN LAATAN RAKENNELASKENTA.....	45
5.1	Kohdetiedot .....	45
5.2	Lähtötiedot rakennelaskentaan.....	46
5.3	Saumattoman maanvaraisen laatan mitoitus .....	47
5.4	Lävistyslaskenta .....	47
5.4.1	Lähtötiedot lävistyslaskentaan .....	47
5.4.2	Lävistyskestävyys .....	48
5.4.3	Lävistävä voima ja käyttöaste .....	49
5.5	Taivutusmitoitus.....	50
5.6	Halkeilumitoitus .....	53
5.7	Pohjapaine ja taipumat .....	55
5.8	Lopputulokset.....	57
6.	POHDINTA .....	59
7.	YHTEENVETO .....	60
	LÄHTEET.....	63

LIITE A: MAALAJIEN JA ERISTEIDEN OMINAISUUKSIA

LIITE B: KITKAKERTOIMIA

## LYHENTEET JA MERKINNÄT

BLY	betonilattiayhdistys
by, BY	betoniyhdistys
EPS	expanded polystyrene, paisutettu polystyreeni
RIL	rakennusinsinööriliitto
TR 34	Technical Report 34
XPS	extruded polystyrene, suulakepuristettu polystyreeni
$a$	raideleveys, etäisyys pilarin ulkopinnasta tarkasteltavaan tarkastuspiiriin
$a_k$	suhteellinen kuormitusjakauma
$b$	kokonaisleveys
$b_{eff}$	tehollinen leveys
$b_s$	tukikaistan leveys
$b_{sr}$	tukikaistan leveys
$c$	pohjalevyn ulokkeen mitta, suojabetoni
$c_1, c_2$	suorakaidepilarin sivumittoja
$c_{nom}$	betonipeitteen nimellisarvo
$d$	tehollinen korkeus, laatan keskimääräinen tehollinen korkeus
$d_v$	leikkausta vastustava tehollinen korkeus
$f_{cd}$	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
$f_{ck}$	betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vrk:n ikäisenä
$f_{ctm}$	betonin vetolujuuden keskiarvo
$f_{ct,eff}$	betonin vetolujuuden keskiarvo ajankohtana, jolloin halkeamien voidaan aikaisintaan odottaa muodostuvan
$f_{jd}$	liitoksen puristuslujuuden mitoitusarvo
$f_y$	teräksen myötöraja
$f_{yk}$	betoniteräksen ominaismyötölujuus, raudoituksen lujuus
$f_{yd}$	betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo
$g$	pysyvä kuorma
$h$	korkeus
$h_i$	kerrospaksuus
$h_{lattia}$	lattian paksuus
$h_{c,ef}$	teräksiä ympäröivän vetojännityksen alaisen betonialueen tehollisen pinta-alan korkeus
$k$	alustaluku, laattapaksuuden mukaan määräytyvä kerroin tai kerroin, jonka avulla otetaan huomioon eri suuruisten toisensa tasapainossa pitävien jännitysten vaikutus
$k_{\psi}$	kiertymän ja laattapaksuuden huomioon ottava kerroin
$k_1$	kitkasta määräytyvä kerroin, kerroin, jonka avulla otetaan huomioon tankojen tartuntaominaisuudet tai kerroin, jonka avulla otetaan huomioon normaalivoimien vaikutus jännitysten jakautumiseen
$k_2$	kutistumasta ja lämpömuutoksista aiheutuva kerroin tai kerroin, jonka avulla otetaan huomioon venymäjakauma
$k_3, k_4$	kertoimia
$k_c$	kerroin, jonka avulla otetaan huomioon jännitysten jakauma poikkeileikkauksessa välittömästi ennen halkeilua ja sisäisen momenttivarren muutos
$k_{dg}$	kerroin, jolla huomioidaan betonin laatu ja ominaisuudet

$k_m$	perusmaan alustaluku
$k_t$	aikavaikutuskerroin
$l$	kokonaispituus, suhteellinen jäykkyysäde
$l_k$	elastinen jäykkyysäde
$l_{eff}$	tehollinen pituus
$m_{sd}$	keskimääräinen taivutusmomentti pituusyksikköä kohti
$m_{Rd}$	keskimääräinen taivutuskestävyys pituusyksikköä kohti
$p, p_0$	pohjapaine
$q$	hyötykuorma, pitkäaikainen hyötykuorma, sallittu pohjapaine
$q_k$	tasaisen hyötykuorman ominaisarvo
$r$	kuormitussäde
$r_s$	momentin nollakohdan etäisyys tuesta
$s_{r,max}$	suurin halkeamaväli
$t$	pohjalevyn paksuus, teräksen nimellispaksuus
$u_l$	perustarkastuspiiri
$v$	lujuuden pienennyskerroin, suppeumaluku
$v_{Ed}$	leikkausjännityksen mitoitusarvo
$v_{min}$	leikkauslujuuden vähimmäisarvo, joka voidaan esittää kansallisissa liitteissä
$v_{Rd,c}$	laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo, kun pitkin tarkasteltavaa tarkistuspoikkileikkausta ei ole lävistymisraudoitusta
$v_{Rd,max}$	lävistyskestävyyden yläraja
$w_k$	halkeamaleveys
$w_{max}$	halkeamaleveyden raja-arvo
$x$	etäisyys neutraaliakseliin
$y$	taipuma
$z$	sisäinen momenttivarsi
$A$	pinta-ala
$A_{c0}$	kuormitusalue
$A_{c1}$	suurin mitoituksessa käytettävä jakautumisalue, joka on samanmuotoinen kuin $A_{c0}$
$A_s$	raudoituksen poikkileikkausala
$A_{s,min}$	vähimmäisteräsmäärä vetoalueella
$A_c$	betonipoikkileikkauksen pinta-ala
$A_{c,eff}$	teräksiä ympäröivän, vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala
$A_{ct}$	vedetyn betonipoikkileikkauksen pinta-ala
$C_{Rd,c}$	kerroin joka voidaan esittää kansallisissa liitteissä
$D$	pyöreän pilarin halkaisija tai suorakaidepilarin sivumittojen mukaan määräytyvä kerroin
$E_{cm}$	betonin keskimääräinen kimmokerroin
$E, E_i$	kantavuusmoduuli, kimmokerroin, muodonmuutosmoduuli
$E_s$	betoniteräksen kimmokertoimen mitoitusarvo
$F_k$	pistekuorman ominaisarvo, kuorman ominaisarvo
$F_{Rdu}$	kestävyyden mitoitusarvo paikalliselle kuormalle
$G$	pysyvä kuorma
$G_k$	pysyvän kuorman ominaisarvo
$K_{FI}$	luotettavuuden tasoluokitukseen käytettävä kuormien kerroin
$L$	liikuntasaumaväli



$M$	taivutusmomentti
$N_{Ed}$	normaalivoiman mitoitusarvo
$P$	pistekuorma, pistekuorma laatan keskellä
$Q_k$	pistekuormana vaikuttavan hyötykuorman ominaisarvo, muuttuvan kuorman ominaisarvo, staattinen akselikuorma
$Q_{k,dyn}$	kuorman dynaaminen ominaisarvo
$R_p$	pistekuormasta suoraan alusrakenteille menevä kuorma, kun kuorma on laatan keskialueella
$R_{cp}$	pistekuormasta suoraan alusrakenteille menevä kuorma, kun kuorma on laatan reunalla
$V_{Ed}$	vaikuttava leikkausvoima, kokonaisleikkausvoima
$V_{Ed,red}$	nettovoima
$\sigma$	jännitys
$\sigma_A$	pienennyskerroin hyötykuormien pinta-alavähennysten yhteydessä
$\sigma_c$	betonin keskimääräinen jännitys
$\sigma_{cT}$	betonin pituuden lämpötilakerroin
$\sigma_e$	betoniteräksen ja betonin kimmokertoimien suhde
$\sigma_n$	pienennyskerroin hyötykuormien kerrosalavähennysten yhteydessä
$\sigma_s$	vetoraudoituksessa vaikuttava jännitys, kun poikkileikkauksen oletetaan halkeilleen
$\beta_j$	liitosmateriaalia kuvaava kerroin
$\gamma_c$	betonin osavarmuusluku
$\gamma_{M0}$	teräksen poikkileikkauskestävyyden osavarmuusluku
$\varepsilon$	venymä
$\varepsilon_{ca}$	sisäinen kutistuma
$\varepsilon_{cd}$	kuivumiskutistuma
$\varepsilon_{cs}$	kokonaiskutistuma
$\varepsilon_{sm}$	keskimääräinen raudoituksen venymä
$\varepsilon_{cm}$	keskimääräinen betonin venymä halkeamien välillä
$\mu_F$	kitkakerroin
$\rho_l$	pääraudoituksen raudoitussuhde
$\rho_{p,eff}$	kerroin, jolla huomioidaan teräsmäärä ja betonin tehollinen poikkileikkaus vetoa vastaan
$\rho_y$	y-suunnan raudoitussuhde
$\rho_z$	z-suunnan raudoitussuhde
$\varphi$	dynaaminen suurennuskerroin
$\psi$	yhdistelykerroin tai kerroin, jolla huomioidaan laatan kiertymä tuen ympäri
$\Delta c_{dev}$	betonipeitteen mittapoikkeama
$\Delta L$	liukuma jolla kitkavoima kehittyy täyteen arvoonsa
$\Delta L_1$	lämpötilaeroista aiheutuva lyhenemä
$\Delta L_2$	kutistuma matkalla $L_x$ hyötykuormituksen jälkeen
$\Delta V_{Ed}$	tarkasteltavan tarkastuspiirin sisäpuolella ylöspäin vaikuttava nettovoima
$\phi$	tangon halkaisija

# 1. JOHDANTO

## 1.1 Tutkimustyön tausta

Maanvaraisen laatan rakenteellinen mitoittaminen poikkeaa tavanomaisesti tuetun kantavan teräsbetoni- ja maan välisestä yhteistoiminnasta. Kuten maanvaraisilla anturaperustuksillakin, kantavuus riippuu laatan ja maan välisestä yhteistoiminnasta. Anturaperustuksien mitoitus on yleensä selkeää: tarkastetaan taivutus- ja leikkauskestävyys. Lisäksi tehdään käyttöraja-tilamitoitus ja huolehditaan ettei pohjapaine ylitä pohjarakennesuunnittelijalta saatua arvoa. Rakennuksen muihin rakenneosiin nähden maanvaraisen laatan mitoitusosaaminen saattaa olla puutteellista. Mitoituksen ohjeistuksesta ei tiedetä tai sitä ei täysin ymmärretä. Työnantajalla Sweco Rakennetekniikka Oy:llä oli tarvetta lisätä henkilöstön osaamista ja ymmärrystä aiheesta. Suurta osaamista on vaadittu tavanomaista laajemmista ja suuremmin kuormitetuissa maanvaraisten laattojen suunnittelutöissä. Entistä syvällisempää ymmärrystä mitoitukseen ja tietoutta olennaiseksi osoittautuviin asioihin koettiin olevan syytä parantaa. Työn taustalla oli myös havainto siitä, että joidenkin ulkopuolisten tahojen maanvaraisten laattojen suunnitelmat – teräsmäärät ja laattavahvuudet – saattoivat poiketa merkittävästi yhtiön sisällä tehdyistä suunnitelmista.

## 1.2 Tavoitteet ja rajaukset

Tarkoituksena oli tutkia mitä ja millä tavoin rakennesuunnittelijan tulisi huomioida asioita maanvaraista laattaa mitoittaessa. Tarkoitus oli tuoda lisää tietoutta käytännön suunnittelutyöhön ja antaa ymmärrys suunnittelussa olennaisiksi osoittautuviin asioihin. Eri lähestymiskulmia ja ongelmanasetteluja pyrittiin tuomaan esiin. Tekijän aiempaa insinöörikokemusta ja toimimista suunnitteluryhmissä pyrittiin hyödyntämään – ongelmat ja vastaukset oli tarkoitus laatia palvelemaan käytännön suunnittelutyötä. Teorioita ja teoreettista pohdintaa oli tarkoitus tehdä, mutta niiden esilletuonnissa oli tarkoitus palvella käytännön suunnittelutyötä.

Työnantaja kokosi erityisen ohjausryhmän tuomaan esille mitoituksessa koettuja ongelmia ja epäselvyyksiä. Aiheeseen liittyvää tutkimista todettiin olevan runsaasti. Erääksi tavoitteeksi asetettiin arviointi varastolattioiden hyllyjalkojen koon vaikutuksista lopputulokseen. Tavoitteena oli tuoda myös esiin – siinä määrin kuin mahdollista – taloudelliseen suunnitteluun vaikuttavat asiat. Haluttiin tietää, kuinka saada turvallisesti senttejä pois laattavahvuudesta ja kiloja pois raudoituksesta. Lisäksi huomioita pyydettiin kiinnittämään siihen, kuinka suuri vaikutus maaperätiedoilla ja niiden oikeellisuudella on lopputulokseen.

Tutkimuksen ulkopuolelle rajattiin betonin valmistuksen ja kuljetuksen, työmaavaiheen ja käytön aikaiset toimenpiteet. Kustannuslaskentaa tai -vertailua ei ollut tarkoitus tehdä. Materiaalien osalta kustannukset tullaan saamaan menekkien avulla, joihin tämän tutkimustyön oli tarkoitus antaa selvyys. Ennakkoon tiedettiin, että liikuntasaumoilla saattaa olla suurtakin merkitystä laatan toimintaan. Tutkimus laatan käyttäytymisestä liikuntasaumoissa ja liikuntasaumojen kuormanjaosta päätettiin kuitenkin rajata työstä pois. Tutkimus päätettiin kohdentaa perinteisenä pidettyyn harjaterästangoilla raudoitettuun teräsbetonilaattaan. Tutkimus tulee kuitenkin sivuamaan aihealueiltaan useilta osin myös muilla tavoin toteutettuja maanvaraisia laattoja. Näitä ovat mm. teräskuiduilla tai rakenteellisilla makrokuiduilla vahvistetut laatat kuten myös nk. jyräbetonilaatat ja jälkijännitetyt maanvaraiset laatat.

Työhön päätettiin sisällyttää raskaasti kuormitetun laatan rakennelaskelmien kulku kuvitteellisesta, mutta todellisen kohteen kaltaisesta lattiarakenteesta kuvitteellisessa, mutta todellisen kohteen kaltaisessa teollisuusrakennuksessa. Laskelmat tehtiin tämän tutkimuksen perusteella oikeaksi koetuilla mitoitustavoilla.

### **1.3 Tutkimustyön teko**

Tutkimus oli ja oli tarkoitus olla pääasiallisesti kirjallisuustutkimus. Lattioiden suunnittelussa arveltiin olevan paljon nk. hiljaista tietoa. Tästä syystä myös asiantuntijahaastatteluja pyrittiin tekemään. Myös muita kuin varsinaista suunnittelutyötä tekeviä haastateltiin. Näillä asiantuntijahaastattelulla oli tarkoitus tuoda uusia ja tuoreita näkökulmia suunnittelutyöhön. Nämä näkökulmat ovat esimerkiksi tulkintoja laeista ja asetuksista, joita suunnittelijan tulee suunnitelmissaan noudattaa.

## 2. LAATTA JA LAATAN ALUSRAKENNE

### 2.1 Maaperä ja alusta

Pohjamaa voi olla luonnontilaista perusmaata, pohjanvahvistustoimenpiteillä suunnitelmallisesti lujitettua maata tai lattian alusrakenteeksi suunnittelematonta vanhaa täyttömaata [1]. Pohjamaan lisäksi maanvastaisen lattian alusrakenteeseen kuuluvat kerroksittain rakennettavat täyttömateriaalit ja mahdollinen lämmöneriste [2].

Alustan ominaisuuksia voidaan tutkia kantavuusmoduulin ja alustaluvun avulla. Kirjallisuudessa, kuten by 45:ssä, kantavuusmoduulia merkitään suurella  $E$  ja alustalukua suurella  $k$ . Alustalukua voidaan arvioida myös kerroksellisessa rakenteessa. Laskennassa huomioidaan kerrosten paksuus kantavuusmoduuleineen. Rakennekerroksen paksuntaminen heikentää alustalukua. Myös pohjamaa vaikuttaa laskentaan. Jos täyttömaakerros on tiivistetty ja yli 1 m paksu, käytetään laskennassa täyttömaakerroksen alustalukua pohjamaan alustaluvun sijasta [2].

Hiekan alustaluku on n. 1/10 tiiviin soran alustaluvusta. Muovipohjaisten eristeiden alustaluku on n. 10-50 % vastaavan paksuisen tiivistetyn maakerroksen arvosta, joten eristelevyn olemassaolo ja sen ominaisuudet ovat merkityksellisiä kerroksellisen alustaluvun määrittämisessä. Eristeen sijainti rakenteessa ei vaikuta laskennallisesti alustalukuun. [1, 2].

Kerroksellisen rakenteen alustaluku  $k$  lasketaan kaavalla (1) [1].

$$k = \frac{1}{h_1/E_1 + h_2/E_2 + \dots + 1/k_m} \quad (1)$$

, jossa

$h_i$  on kerrospaksuus

$E_i$  on kantavuusmoduuli

$k_m$  on perusmaan alustaluku.

Alustaluvun arvioinnissa tapahtunut virhe ei johda suureen virheeseen laatan paksuudessa. Maan jäykkyyden kaksinkertaistuminen kasvattaa laatan kantavuutta n. 10 % [3], s. 143]. Kuvassa 1 on eräs esitys asiasta [2].

Virhe alustaluvussa, %	Arvioitu maksimi virhe laatan paksuudessa (%)
10	1
25	2,5
50	5

**Kuva 1** Alustaluvun virheen vaikutus laatan paksuuteen [2, s.66].

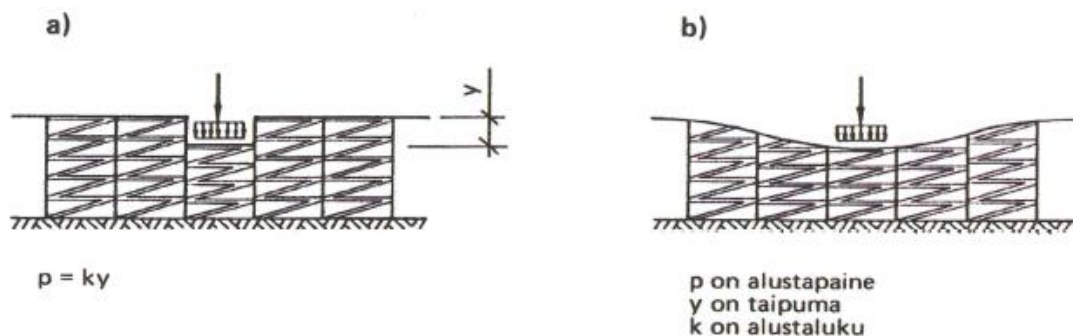
Vaikka edellä olevan kuvan 1 mukaan 50 %:n virhe alustaluvussa vaikuttaa vain 5 % laatan paksuuteen, ei maaperän vaikutusta laattavahvuuteen voida pitää merkityksettömänä. Kuvassa 2 esitetään eräitä perusmaiden alustalukukuja [2].

Perusmaa	$k_m$ [MN/m <sup>3</sup> ]
Hiekka	10...30
Tiivis hiekka	30...80
Tiivis hiekkasora	80...150
Karkea sora	150...250
Tiivis sora	200...300

**Kuva 2** By 45:n taulukko 2.10, perusmaiden alustalukukuja [2].

Kuten kuvan 2 taulukkoarvoista voidaan päätellä määrittämällä maakerrokset väärin, virheen suuruus voi olla merkittävä. Esimerkiksi hiekan alustaluvun arvon  $k_m = 30$  MN/m<sup>3</sup> kasvattaminen tiiviin soran alustaluvun arvoon  $k_m = 300$  MN/m<sup>3</sup> mahdolliseksi virheeksi saataisiin 900 %. Tällöin virhe laatan paksuudessakin olisi jo merkityksellinen.

Alustaa voidaan kuvata ainakin kahdella eri mallilla: Winklerin ja Vlasovin mallilla. Winklerin mallissa alustassa on toisistaan riippumattomia jousia, joilla kaikilla on sama jousivakio. Vlasovin mallissa jousilla on yhteys, ja näin ollen se kuvaa maaperän käyttäytymistä Winklerin mallia todenmukaisemmin. Winklerin mallin sanotaan olevan riittävän tarkka etenkin murtokuormaa oleellisesti pienemmillä kuormilla. Erityisesti sillä voidaan analysoida kitkamaiden käyttäytymistä. Winklerin malli sopii sekä käsinlaskentaan että tietokonelaskentaan. Vlasovin mallia voidaan soveltaa tietokonelaskennassa. Alustan jousimallit on esitetty kuvassa 3. [2, 4]



**Kuva 3** a) Winklerin malli b) Vlasovin malli [2].

Winklerin mallissa pohjapaine ja taipuma ovat suoraan verrannollisia kaavan (2) mukaisesti. [2, 4]

$$p = k \cdot y \quad (2)$$

, jossa

$p$  on pohjapaine

$k$  on alustaluku

$y$  on taipuma.

Yksinkertaistetusta kaavasta nähdään, että alustaluku on suoraan verrannollinen pohjapaineeseen.

Maan käyttäytyminen ei kuitenkaan ole täysin kimmoista, eikä se todellisuudessa aina noudata Hooken lakia. Maan muodonmuutosparametreihin ja sen myötä alustalukuun vaikuttavat mm. maakerroksen jännitystila, jännitystaso ja jännityshistoria. [4, 5]

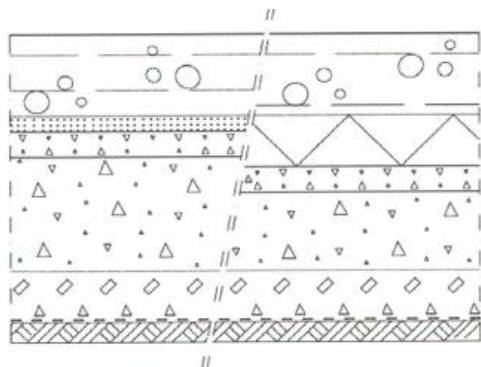
Maata kuormitettaessa tapahtuu kokoonpuristumista joka ei kuorman poiston jälkeen täysin palaudu. Lähteen [4] mukaan maa- ja kallionäytteisiin jää lähes poikkeuksetta jännityksen lisäyksen poistamisen jälkeen plastinen muodonmuutos. Näin käy varsinkin ensimmäisen jännityksen lisäyksen jälkeen. Kuormituskertojen lisääntyessä maa tiivistyy ja lujittuu ja alkaa käyttäytyä enenevässä määrin kimmoisen aineen tavoin ja kimmokerroin alkaa lähestyä vakioarvoa. Kuormitusajan vaikutus voidaan maamekaniikassa ottaa huomioon konsolidaatioteoriaan tai viskoelastisuusteoriaan perustuvilla laskentamenetelmillä. Erityisesti aikaan sidottua kokoonpuristumista, ml. konsolidaatiopainumaa, tapahtuu veden kyllästämissä koheesiomaakerroksissa, kun huokosvesi alkaa hitaasti poistua jännityksen lisäyksen johdosta. Karkearakeisissa maalajeissa konsolidaatiopainuma tapahtuu nopeasti. [4, 6]

Jännitysten jakauma laatan alusrakenteissa poikkeaa taipuisan ja jäykän laatan kesken. Näin ollen myös maanvaraisen laatan jäykkyydellä on vaikutusta alustalukuun. Tästä seuraa myös se, että halkeillut ja jäykkyyttään menettänyt betonilaatta aiheuttaa halkeilematonta betonilaattaa suuremman jännityksen laatan alusrakenteille. Tasaisen kuorman aiheuttamat jännitykset poikkeavat pistekuorman aiheuttamista jännityksistä. Lisäksi jännityksiin vaikuttavat pistekuormien lukumäärä ja sijainti. Maaparametrit ml. alustaluku riippuvat edellä mainittujen asioiden lisäksi maan tiiveydestä. [4, 5]

## 2.2 Rakennetyypit

### 2.2.1 Lämmöneristetty ja -eristämätön rakenne

Lämpimissä ja puolilämpimissä rakennuksissa eristeen poisjättäminen johtaa siihen, että muita rakenteita joudutaan eristämään paremmin [7]. Valinta lämmöneristetyin ja lämmöneristämättömän (kuva 4) alapohjarakenteen välillä vaikuttaa ainakin rakenteen kantavuuteen ja rakennusfysikaaliseen toimintaan.



**Kuva 4** Esimerkki lämmöneristämättömästä ja -eristetyistä alapohjarakenteesta [2]. Eriste voidaan panna myös kuormia jakavan maakerroksen alle.

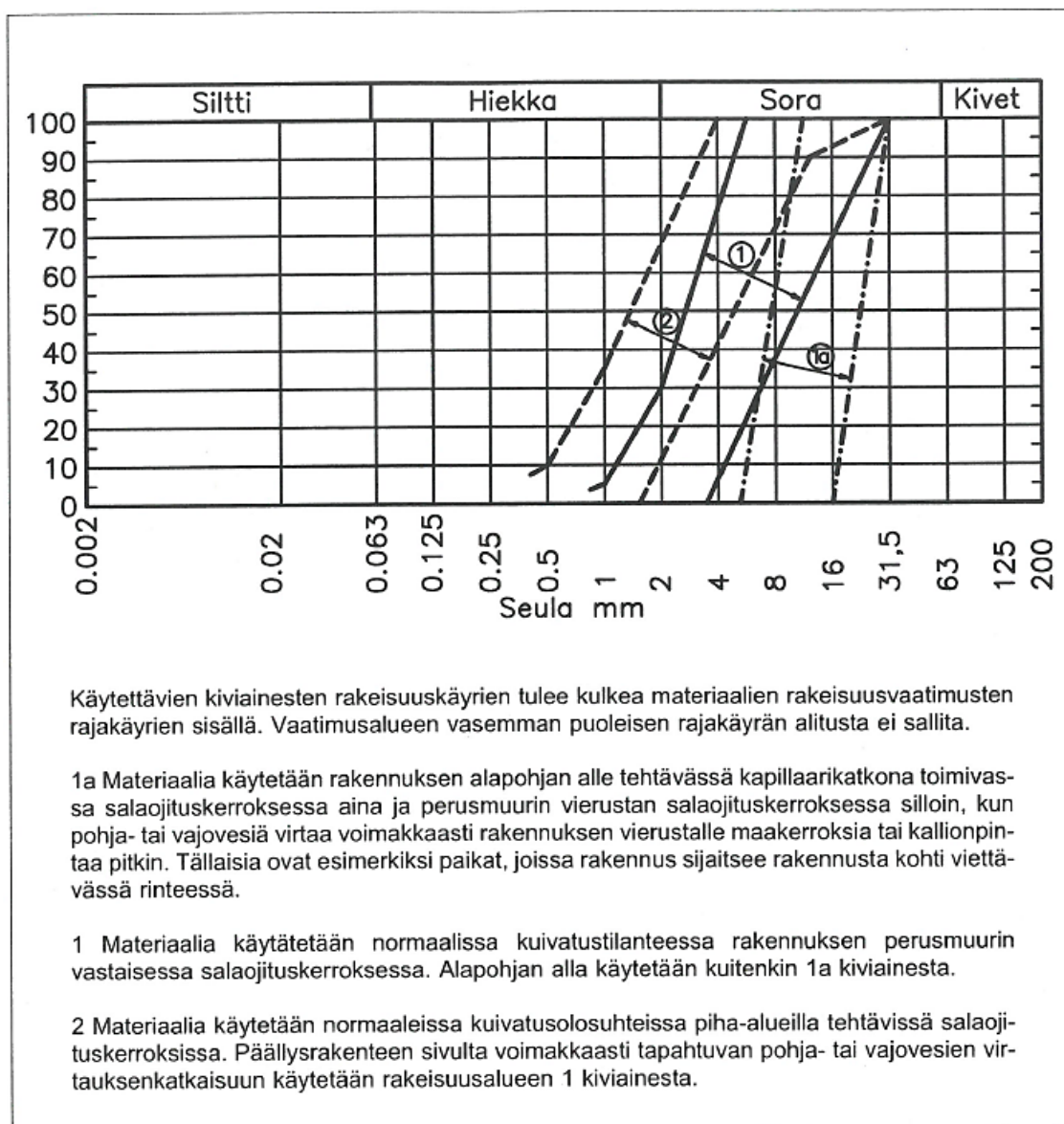
Suomen rakentamismääräyskokoelma D3 kohdan 2.4.2 [8, s.11] mukaan rakennusosan pienen osan lämmönläpäisykerroin saa olla vertailuarvoja suurempi. Lämpimän, erityisen lämpimän tai jäähdytettävän kylmän tilan maata vasten olevan rakennusosan lämpöhäviön vertailuarvo on  $0,16 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ . Puolilämpimän tilan maata vasten olevan rakennusosan lämpöhäviön vertailuarvo on  $0,24 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ . Lisäksi määräyksessä annetaan rakennuksen vaippaan kuuluvalla seinällä, yläpohjalle ja alapohjalle lämmönläpäisykertoimen suurin sallittu arvo  $0,6 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ . Määräyksiä voidaan tulkita myös siten, että vertailuarvo voidaan ylittää koko rakenteen osalta – ei vain rakennusosan pienen osan osalta. Tulkinnan mukaan tasauslaskentaa voidaan tehdä kompensoimalla paremmin eristävällä rakennusosalla heikommin eristävää rakennusosaa niin, että kokonaislämpöhäviö ei ylitä U-arvojen vertailuarvoilla laskettua kokonaislämpöhäviötä. Raja-arvona tasauslaskennassa on voitu pitää  $0,6 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ . [7, 8]

Käytännössä lämpimän tai puolilämpimän tilan maanvastaista betonista lattiarakennetta ei voida tehdä ilman lämmöneristettä siten että rakennus yhä täyttäisi D3-2012 vaatimukset. Todellisessa tilanteessa maapohja varaa ja eristää lämpöä paremmin kuin määräyksissä laskennallisesti otetaan huomioon. Sen vuoksi esimerkiksi isokoisissa halleissa ei lämmöneristystä tarvittaisi. Tämän todentaminen edellyttäisi kuitenkin laskentaohjeiden muuttamista. [7]

Vuoden 2017 joulukuun 27. päivä julkaistiin ympäristöministeriön asetus uuden rakennuksen energiatehokkuudesta. Asetus astui voimaan viisi päivää julkaisun jälkeen 1. tammikuuta 2018. Samalla se korvasi rakentamismääräyskokoelman kohdan D3, kun rakentamismääräyskokoelma lakkasi olemasta. Uusien määräysten sisältö on aiempaa suppeampaa ja yleisempää. Uuden säädöksen mukaan rakennuksen lämpöhäviö voi olla enintään yhtä suuri kuin vertailuarvoilla rakennukselle määritetty vertailulämpöhäviö. Mainintaa siitä, että vertailuarvoa ei saisi rakennusosittain ylittää, ei enää ole. Kun ilman eristettä tehtävä alapohjarakenne ylittää lämmönläpäisykertoimen vertailuarvon  $0,16 \text{ W/m}^2\text{K}$ ), täytyy jokin muu rakenneosia tehdä paremmin eristäväksi. Rakentamismääräyskokoelma D3:ssa mainitun kaltaista U-arvon raja-arvoa  $0,6 \text{ W/(m}^2\text{K)}$  ei enää ole. [9, 10]

Maanvastaisen rakenteen kosteuslähteitä ovat mm. kapillaarisesti nouseva pohjavesi ja maan huokosilman vesihöyry [11]. Kapillaarinen nousu pyritään estämään kapillaarikatkokerroksella. Betonilattiat kortistossa [1] esitetään kapillaarikatkokerrokseksi 200 mm pestyä sepeä tai 300 mm pesemätöntä sepeä. Kirjassa RIL 126-2009 Rakennuspohjan ja tonttialueen kuivatus [12] sanotaan, että kapillaarisen nousun katkaisevan kerroksen täyttöpaksuus on vähintään 200 mm. Tähän paksuusvaateeseen on kuitenkin annettu lievennys kolme vuotta uudemmassa kirjassa RIL 107-2012 Rakennusten veden- ja kosteudeneristysohjeet [13]. Sen mukaan kapillaarikatkon minimivaatimuksesta voidaan poiketa perustelluista syistä, jos huolehditaan siitä, että rakennuksen toiminnalliset ominaisuudet täyttyvät. RIL 126-2009 esittää kapillaarisen kerroksen rakeisuusvaatimukset kirjan kuvassa 3.6 (kuva 5). Alapohjan alla käytetään rajakäyriä 1a. Vasemmanpuoleista käyrää ei saa alittaa.





**Kuva 3.6.** Salaojituserroksen rakeisuusvaatimukset.

**Kuva 5** Salaojituserroksen rakeisuusvaatimukset RIL 126-2009 mukaan [12].

Kuvasta voidaan tulkita, että alapohjan alla kapillaarikatkona tulee käyttää kiviainesta, jonka raekoon alaraja on 5...11 mm ja yläraja 16...32 mm.

Alapohjarakenteen kapillaarinen vedennousu voidaan siis estää soveltuvalla kapillaarikatkokerroksella. Tästä huolimatta maan huokosilmassa on yhä vesihöyryä. Maan huokosilman suhteelliseksi vesihöyrypitoisuudeksi oletetaan 100 % RH. Lämmöneristeellä voidaan vaikuttaa rakenneosien lämpö- ja kosteustilaan. Sen lisäksi eriste vaikuttaa kuivumiseen. Kun maapohjan lämpötila on uudessa rakennuksessa sisäilmaa selvästi pienempi, niin laatta betoni pystyy kuivumaan molempiin suuntiin. EPS-eriste hidastaa kuivumista alaspäin ja XPS-eriste estää alaspäin kuivumisen lähes täysin. [11, 14]

Tyypillisesti maanvaraisten lattioiden keskialueiden lämpötila on lähellä sisäilman lämpötilaa noin vuoden kuluttua rakentamisesta. Kun maan ja sisäilman lämpötila on sama tai lähes sama ja maassa 100% RH, niin vesihöyryn diffuusio on sisätilaan päin. Keski-alueilla tilanne pysyy staattisena. Reuna-alueilla maapohja viilenee talvikausina, joten olosuhteet muuttuvat kesäoloihin nähden eikä tilanne ole staattinen. [14]

Lämpöputket voivat lämmittää maata yli sisäilman lämpötilan. Tällöin vesihöyryn diffuusio sisään päin saattaa kasvaa entisestään. Niiden lisäksi mahdollinen lattialämmitys lämmittää maata. Lattialämmitetyn laatan ollessa maata lämpimämpi, sen suhteellinen kosteus ja kosteuspitoisuus pysyvät maltillisena. Lämmityksen loputtua lattialämmitetty laatta saattaa olla maapohjaa viileämpi ja kosteusvirta saattaa olla sisään päin. Lämmöneristyksen vesihöyrynvastusta kasvattamalla voidaan pienentää lattiapäällysteen ja päällystettävän alustan suhteellista kosteutta. [14]

Kun alapohja halutaan tehdä lämmöneristettynä, voidaan eriste panna myös kuormia jakavan maarakenteen alle. Tällöin piste- ja viivakuormista lämmöneristeeseen kohdistuva paine on pienempi kuin tilanteessa jossa eriste olisi välittömästi betonilaatan alla. Eristeen sijainti täyterokoksen alla antaa myös työn aikana paremmat edellytykset työmaan tarpeille, kuten lattian betonointiin suoraan betoniautosta. [2]

### **2.2.2 Saumaton ja saumallinen rakenne**

Saumaton täysin halkeamaton laatta on mahdollista tehdä vain jännittämällä [2].

Maanvarainen laatta voidaan suunnitella kutistumasaumallisena tai -saumattomana. Raskeasti kuormitettu maanvarainen laatta suositellaan suunniteltavaksi kutistumasaumattomana. Kutistumasauma voi olla sekä sahasauma että liikuntasäuma. Kutistumasaumattomana rakenteena halkeilu sallitaan, mutta sitä hallitaan riittävällä raudoituksella. Saumattomasta lattiasta on etuja loppukäyttäjälle: korjaus- ja huoltotöiden määrä vähenee, kalusto pysyy paremmin kunnossa ja mm. hyllyjen sijoittelu on vapaampaa. [1, 2, 15]

Vaikka laatta suunniteltaisiin kutistumasaumattomana rakenteena ja kutistumasaumattoman rakenteen ehdoilla, se ei poista työsaumojen tarvetta. Laatan ruutukoko voi työsaavutusten mukaan olla 20...50 metriä. Nykyään suurissa kohteissa yleisin tapa on tehdä työsauma liikuntasäumaraudoitteilla. Ulkomailla on yleistymässä lattiaratkaisu, jossa myös työsauma on kutistumaton. Tällöin lattia olisi sekä kutistumasaumaton että liikuntasäumaton. Suomessa sellaista ratkaisua ei ole kokeiltu. [2, 16]

Kuvassa 6 nähdään liikuntasäuma, joka toimii työsaumana. Kuvan maanvarainen laatta on mitoitettu kutistumasaumattomana.



**Kuva 6** Kutistumasaumattomana mitoitetun lattian työsauma, joka todellisuudessa toimii kutistuma- että liikuntasaumana.

Kutistumasaumattomassa maanvaraisessa laatasta suuri kitka laatan ja alustan välillä on eduksi. Alustan rakenne voi näin ollen olla karhea, koska liukuominaisuutta ei tarvita [15, 17]. Toisaalta kutistumasaumattomassa ja kutistumaa vastaan raudoitettussa rakenteessa alusrakenteen suoruustoleranssit ovat kutistumaraudoittamatonta rakennetta tiukemmat. Alusrakenteiden toleransseiksi esitetään  $\pm 10$  mm [1]. Työteknisesti erittäin suurta raekokoa käyttämällä lienee vaikea päästä tiukkoihin suoruustoleransseihin. Maanvaraisen laatan ylimmäisen maakerroksen raekoon valinta saattaa olla kompromissi suuren raekoon ja työteknisesti helpomman pienen raekoon välillä. Suurta raekokoa käytettäessä laatan ja maan kitkakerroin on suuri. Raekoon pienetessä myös kitkakerroin pienenee.

Jos laatta päädytään suunnittelemaan kutistumasaumallisena rakenteena, rakenne vaatii toimivan laakerikerroksen laatan alle. Laakerointihiekan ja laatan väliseksi kitkakertoimeksi on esitetty olevan 0,9...1,0. Käyttämällä kaksinkertaista muovia eristeen päällä saadaan kitkakertoimeksi 0,5. Muovikalvon käyttöä lattiassa ei suositella, koska sen päälle saattaa kertyä rakennusaikaista vettä, joka poistuu hitaasti. [14, 18]

Toisaalta myös kutistumasaumattoman lattia voidaan ajatella valettavan pienikitkaisen laakerikerroksen varaan [16]. Tällöin kutistumat keskittyvät tehokkaammin työsaumoinakin toimiviin liikuntasaumoihin. Tällöin kitkaa ei luonnollisesti voi yhtä lailla hyödyntää rauditusmäärää laskettaessa.

Suurta kitkaa tavoiteltaessa välittömästi laatan olla olevan maan raekoko voisi olla # 6...64 mm. Raekoko 64 mm ei ole RIL 126-2009 [12] rakeisuuskäyrien sisällä, mutta oman tulkinnan mukaan se voitaneen kapillaarikatkona silti hyväksyä. Liukuominaisuuksia haettaessa laakerikerroksena toimivan maan raekoko voisi olla # 6...16 mm kerrospaksuuden ollessa vain 20 mm. Betonilattiat kortistossa esitetään yleisohjeena raskaasti kuormitetun laatan alle 50 mm sepeliä #5...16 mm ja sen alle 250 mm sepelikerrosta #6...32 mm. [1, 17]

### 3. MITOITUSPERUSTEET

#### 3.1 Maanvarainen laatta - kantava rakenne vai ei

Kantavia rakenteita koskevat olennaiset tekniset vaatimukset täyttyvät, kun rakenteet suunnitellaan ja toteutetaan eurokoodien sekä niitä koskevien kansallisten valintojen mukaan. Eräissä alan ohjeistuksissa maanvaraisen laatan suunnittelussa ja mitoituksessa käytetään eurokoodeja vain soveltuvien osin. Ohjeistuksissa kuormakertoimet saattavat poiketa eurokoodien kuormakertoimista tai esimerkiksi käyttörajamitoitusta ei tarvitse tehdä. [2, 19, 20]

Rakennesuunnittelu- ja mitoitusyössä täytyy tehdä tulkinta siitä, onko maanvarainen laatta kantava vai ei-kantava rakenneos. Voidaan ajatella, että jos laatan alla ei ole ihmisiä, niin kantavuuden ylittyminen ei aiheuta vaaraa. Ympäristöministeriön asetusta kantavista rakenteista sovelletaan kantavien ja jäykistävien rakenteiden suunnitteluun ja toteutukseen. Lisäksi asetusta sovelletaan myös käyttöturvallisuuden kannalta merkittävien rakenteiden suunnitteluun ja toteutukseen, kun niiden mahdollisesta vauriosta voi aiheutua vaaraa henkilöturvallisuudelle. Hyllyjen pystyssä pysyminen on käyttöturvallisuuden kannalta oleellista. On mahdollista, että lattian murtuminen voi aiheuttaa korkeiden hyllyjen kaatumisen ja siitä seuraavan onnettomuusriskin ainakin, jos alla on kokoonpuristuva eriste tai pehmeitä maakerroksia. [21-23]

Maanvarainen lattia tulee suunnitella kantavana, jos laatalle kohdistuu esimerkiksi tuotanto- tai varastorakennuksessa raskaita hyötykuormia, ajoneuvojen tai varastohyllyjen pistekuormia. Lisäksi maanvarainen lattia on kantava rakenne, kun laatalle kohdistuu kantavien tai jäykistävien rakenteiden kuormia. Maanvarainen rakenne katsotaan ei-kantavaksi, jos laatalle kohdistuu vain normaaleja asuin-, majoitus-, toimisto- tai muiden käyttötarkoitusten mukaisia hyötykuormia. [24]

#### 3.2 Murto- ja käyttöraja-tilamitoitus

Ihmisten turvallisuuteen tai rakenteiden varmuuteen liittyvät rajatilat luokitellaan murto-rajatiloiksi. Eurokoodien 0-osan kohdan 3.3 mukaan myös varastoitavan aineen tai tavaran suojaamiseen liittyvät rajatilat luokitellaan murtorajatiloiksi – joissakin olosuhteissa. Nämä jotkut olosuhteet neuvotaan sovittavan hankekohtaisesti tilaajan ja asianomaisen viranomaisen kanssa. [25]

Käyttöraja-tiloiksi luokitellaan rajatilat, jotka liittyvät rakenteen tai rakenneosien toimintaan normaalikäytössä, ihmisten mukavuuteen ja rakennuskohteen ulkonäköön. [25]

Englantilaisessa julkaisussa TR 34:ssä [20] annetaan ohjeita teollisuuslattioiden suunnitteluun ja rakentamiseen. Omassa esipuheessaan sen kerrotaan olevan maailmanlaajuisesti tunnettu johtava julkaisu, joka antaa ohjeita moniin betonisiin teollisuuslattioiden avainasioihin. Sen mukaan lattia ei voi romahtaa. Tästä johtuen murtorajatilamitoitus ei julkaisun mukaan ole todellista murtorajatilamitoitusta. Sen mukaan mitoitus tehdään murtorajatilassa käyttörajatilan vaateisiin. Esimerkiksi betonilaatan yläpinnan plastisoituminen halutaan välttää käyttämällä murtorajatilamitoituksen mitoituskeinoja. Yläpinnan plastisoituminen voisi aiheuttaa käytön aikaisia ongelmia.

Vaikka lattia ei voisikaan romahtaa, ja kuten edellä todettiin, lattian murtuminen voi romahduttaa lattian päällä olevia rakenteita. Vertailurakenteena voinnee pitää esimerkiksi maanvaraisia anturoita. Päätelmä voisi olla, että raskaasti kuormitetun maanvaraisen lattian murto- ja käyttörajatilamitoitus tehdään kuten kantaville rakenteille yleensäkin.

Laatan kuormia murtorajatilassa ovat pysyvät kuormat, pakkovoimat kuten lämpötilaeroista, kutistumisesta ja lämpötilamuutoksista aiheutuvat vetovoima ja taivutusmomentti ja muuttuvat kuormat. Vastaavia kuormia käsitellään erityisesti käyttörajatilassa. Pakkovoimat huomioidaan käyttörajatilassa, mutta murtorajatilassa niitä ei tarvitse huomioida. [2]

### 3.3 Varmuuskertoimet ja kuorman ominaisarvon määritelmä

Sallittujen jännitysten aikaisen Rakennustekniikan käsikirjan pääjaksossa 3 (vuodelta 1972) sanotaan, että raskaasti kuormitettujen päällysteiden, kuten lentokonesuojien lattioiden, raudoitus mitoitetaan taivutusmomenttia silmällä pitäen tavanomaisten teräsbetonin mitoitusmenetelmien mukaan. Julkaisun mukaan teräksille voidaan sallia tavanomaista suurempi jännitys, jonka sanotaan olevan esimerkiksi  $2/3$  (67 %) myötörajasta. Teräslaadulla A 400 H tavanomainen sallittu jännitys on  $2500 \text{ kp/cm}^2$ , kun laatta on vähintään 10 cm paksu ja teräksen halkaisija on 15 mm tai sen alle. Tällöin suurimmaksi sallituksi jännitykseksi saadaan  $5/8$  (62,5 %) myötörajasta. Edellä olevasta voidaan päätellä, että maanvaraiset laatat on aikoinaan saanut mitoittaa tavanomaisesta poikkeavilla säännöillä. Varmuustaso on maanvaraisissa laatoissa ollut tavanomaista pienempi, joskaan edellä olevan mukaan ero ei ole ollut suuri. [26]

Taulukossa 1 esitetään kuormien murtorajatilan osavarmuuskertoimia eri julkaisujen mukaan.

**Taulukko 1.** Kuormien osavarmuuskertoimia murtorajatilassa [2, 20, 27].

Kuormien osavarmuuskertoimia murtorajatilassa lattiaa mitoitettaessa			
	RIL 201-1-2017	by 45, BLY 7	TR 34
pysyvät kuormat			
-seuraamusluokka 2	1,15 ( $K_{FI} = 1$ )	1,0	
-seuraamusluokka 3	1,265 ( $K_{FI} = 1,1$ )	1,0	
määritetyt hyllykuormat			1,2
muut kuormat			1,5
määräävä hyötykuorma			
-seuraamusluokka 2	1,5 ( $K_{FI} = 1,0$ )	1,3	
-seuraamusluokka 3	1,65 ( $K_{FI} = 1,1$ )	1,4	
muut hyötykuormat	(Luokka E: varastotilat)		
-seuraamusluokka 2	1,5 ( $K_{FI} = 1,0$ )	1,0	
-seuraamusluokka 3	1,65 ( $K_{FI} = 1,1$ )	1,1	
pakkomuodonmuutokset	1,0	-	-
haarukkatrukin akseli- kuorman dynaaminen suurennuskerroin			
-ilmakumirenkaat	1,4		
-umpirenkaat	2,0		
liikkuvien kuormien sy- säyskerroin		1,4	
dynaaminen kerroin			1,6 (toisin kuin kahdessa ylemmässä, tätä ei ker- rota hyötykuormien osavarmuuskertoimi- mella)

Kuten taulukosta 1 nähdään, lattian suunnittelua ohjeistavissa julkaisuissa murtorajatilán varmuuskertoimet poikkeavat eurokoodin mukaisista varmuuskertoimista.

Taulukossa 2 esitetään kuormien käyttörajatilan osavarmuuskertoimia eri julkaisujen mukaan.

**Taulukko 2.** Kuormien varmuuskertoimia käyttörajatilassa [2, 20, 27].

Kuormien osavarmuuskertoimia käyttörajatilassa lattiaa mitoittaessa			
	RIL 201-1-2017	by 45, BLY 7	TR 34
pysyvät kuormat	1,0	1,0	kaikki mitoitusar- kastelut tehdään murtorajatilassa
hyötykuormat	1,0 (Luokka E: varastotilat, pitkäaikaisyhdistelmä)	1,0	
pakkomuodonmuutok- set	1,0 (pitkäaikaisyhdistelmä)	1,0	varmuuskerrointa ei ole annettu

Yllä olevissa taulukoissa eurokoodien mukaiseksi kuormaluokaksi valittiin luokka E: varastotilat. Luonnollisesti kuormayhdistelyt tehdään kuormaluokan mukaisia yhdistelykertoimia käyttäen. Kuormaluokan vaihtuessa taulukoiden 1 ja 2 RIL 201-1-2017 mukaiset hyötykuorman arvot eivät päde.

Kuten taulukoissa 1 ja 2 on ilmaistu, niin RIL 201-1-2017 mukaan pakkomuodonmuutoksista aiheutuville kuormille käytetään murtorajatilan mitoitusarvona ominaisarvoa [27]. Standardin SFS-EN 1992-1-1 [28] mukaan kutistuman ja virumasta vaikutukset otetaan huomioon murtorajatilassa vain silloin kun niiden vaikutukset ovat merkittäviä. Samoin sanotaan lämpötilan vaikutuksien ja painumaerojen vaikutuksien huomioimisesta murtorajatilassa. Pakkovoimien sanotaan olevan murtorajatilan kuormituksia, mutta niitä ei tarvitse ottaa huomioon [2]. TR 34:ssä [20] myönnetään, että kuivumiskutistumasta ja muiden kuormien yhteisvaikutuksista aiheutuvien rasitusten todenmukainen arviointi on ongelmallista. Julkaisun mukaan niiden huomioiminen voi johtaa konservatiiviseen suunnitteluun ilman että halkeilun vaara vähenisi merkittävästi. Samalla korostetaan mm. oikeanlaisen betonimassan tärkeyttä ja maaperän huolellista suunnittelua ja tekoa, siten ettei se estäisi laatan kutistumaa. Lämpötilaerojen tai -muutosten tuomiin rasituksiin ei julkaisussa oteta kantaa. Varmuuskerrointa pakkomuodonmuutoksille ei ole annettu.

Kuorman ominaisarvo  $F_k$  on sen pääasiallinen edustava arvo ja se määritellään keskiarvona, yläraja- tai alaraja-arvona, nimellisarvona EN 1991 mukaan tai hankeasiakirjoissa jos niissä saadaan yhtenäisyys standardin EN 1991 mukaisten menetelmien kanssa. Jos pysyvän kuorman  $G$  vaihtelua voidaan suunnittelun käyttöänsä aikana pitää pienenä, niin ominaisarvoksi  $G_k$  voidaan valita keskiarvo. Muuttuvan kuorman ominaisarvo  $Q_k$  on yläraja-arvo, jota ei tulla tarkastelujakson tietyllä todennäköisyydellä ylittämään tai alaraja-arvo, joka tietyllä todennäköisyydellä tullaan saavuttamaan. Jos muuttuvan kuorman tilastollista jakaumaa ei tunneta, voidaan käyttää kuorman nimellisarvoja, jotka saadaan standardin EN 1991 eri osista. Ominaisarvon määritelmän johdosta suunnittelijan saama

kuormatieto ei välttämättä ole ominaisarvo. Saatua kuormatietoa voi joutua korottamaan, jotta saataisiin kuorman ominaisarvo, jota ei tietyllä todennäköisyydellä saavuteta. [5, 25]



## 4. KUORMITUKSET JA MITOITUS

### 4.1 Kuormaluokat

Eurokoodissa hyötykuormat jaetaan kuormaluokkiin. Luokat A-D ovat asuin-, kokoontumis-, myymälä- ja toimistotilojen luokkia. Varasto- ja tuotantotilojen hyötykuormat on jaettu luokkiin E1 ja E2. Autotallien ja ajoneuvojen liikennöintialueiden pl. siltojen hyötykuormat kuuluvat luokkiin F ja G. Vesikattojen hyötykuormat kuuluvat luokkiin H, I ja K. Eurokoodi 1 osassa 1-1 ei esitetä luokkaa J. [29]

Taulukossa 3 esitetään hyötykuormien kuormaluokat. Taulukko perustuu kirjan RIL 201-1-2017 [27] taulukkoon 6.1S.

**Taulukko 3** Hyötykuormien kuormaluokat [27].

luokka	käyttötarkoitus
A	Asunto- ja majoitustilat <i>-esim. asuinrakennusten huoneet, sairaaloiden potilas- ja toimenpidehuoneet, hotellien majoitustilat</i>
B	Toimistotilat
C	Kokoontumistilat
	C1: Tilat, joissa on pöytiä yms. esim. koulut, kahvilat, ravintolat, ruokasalit, lukusalit, vastaanottotilat
	C2: Tilat, joissa on kiinteät istuimet, esim. kirkot, teatterit, elokuvateatterit, konferenssisalit, luentosalit, kokoussalit, odotussalit, asemien odotustilat
	C3: Tilat, joissa ei ole liikkumista rajoittavia esteitä, esim. museo- ja näyttelytilat, julkisten rakennusten ja toimistorakennusten, hotellien ja sairaaloiden eteistilat, asemahallit
	C4: Liikuntatilat, esim. tanssisalit, voimistelusalit ja näyttämöt
D	C5: Tilat, joihin voi syntyä tungosta esim. yleisötahtumien rakennuksissa; tällaisia ovat konserttisalit, urheiluhallit ml. katsomot, terassit ja eteistilat sekä rautatielaiturit
	Myymälätilat
	D1: Tavallisten vähittäiskauppojen tilat
E	D2: Tavaratalojen tilat
	Varasto- ja tuotantotilat
	E1: Varastotilat. Tilat, joissa tavaraa säilytetään, mukaan luettuna tavarantoimitus
F	E2: Teollisuuskäyttö
	Liikennöintialueet <i>Kevyiden ajoneuvojen liikennöinti- ja pysäköintialue. Kokonaispaino <math>\leq 30</math> kN ja enintään 8 paikkaa kuljettajan lisäksi</i>
G	Liikennöintialueet <i>Keskiraskaiden ajoneuvojen liikennöinti- ja paikoitusalueet. Ajoneuvokuormat, kun <math>30 \text{ kN} &lt; \text{kok.paino} \leq 160 \text{ kN}</math>, 2 akselilla</i>

H	Vesikatot <i>Vesikatot, joille on pääsy vain normaalia kunnossapitoa ja korjaamista varten</i>
I	Vesikatot <i>Vesikatot, joille on pääsy luokkien A...G mukaisesti</i>
K	Vesikatot <i>Erityistoimintoja varten olevat vesikatot, kuten helikoptereiden laskeutumisalueet</i>

Kuormaluokan merkitys ilmenee hyötykuormien yhdistelykertoimien suuruutena. Yhdistelykertoimia käytetään sekä murto- että käyttörajatilan kuormayhdistelyissä. Yhdistelykertoimia merkitään symbolilla  $\psi$  (psii).

Teollisuuskäytössä luokassa E2 hyötykuormat määritetään hankekohtaisesti. Lisäksi mainittakoon, että luokissa A...D hyötykuorman pinta-alavähennys voidaan huomioida kertoimella  $\alpha_A$ . Vastaavasti hyötykuormien kerrosvähennys voidaan huomioida kertoimella  $\alpha_n$ . Luokassa E ei sovelleta pienennyskerrointen  $\alpha_A$  tai  $\alpha_n$  käyttöä. [27]

## 4.2 Kuormitusala, pistekuorman suuruus ja -sijainti

Maanvaraisen lattian mitoituksessa on tärkeää selvittää riittävän ajoissa tilaajalta layout ja erityisesti se, onko hyllyjalkoja vastakkain vai ei. Esimerkinomaisessa tapauksessa maanvaraista kuitubetonilaattaa kuormitti yksittäinen pistekuorma, jonka suuruus oli 50 kN. Laattavahvuudeksi saatiin 125 mm. Kun 300 mm:n etäisyydelle laitettiin toinen vastaava pistekuorma, laattavahvuudeksi saatiin 160 mm. Laatan paksuus kasvoi 28 %. Laskelmassa käytettiin kuitubetonia, mutta se kuvaa myös kuormitustapauksen muutoksen vaikutuksia harjateräksillä raudoitetun maanvaraiseen laatan vahvuuteen. [30]

Kevyen teollisuuden lattioiden pistekuormat ovat tyypillisesti 10...40 kN. Keskiraskaan teollisuuden, kuten paperivarastojen ja välivarastojen tyypillinen pistekuorma on 40...80 kN. Korkeavarastoissa lattioille kohdistuu tyypillisesti yli 80 kN pistekuormia. [2, 3]

Eurokoodissa on annettu pistekuorman suuruus kuormaluokkien mukaan. Merkittävimpiä taulukoituja kuormia ovat kuormaluokan F pistekuorma  $Q_k = 20$  kN ja kuormaluokan G pistekuorma  $Q_k = 90$  kN. Myös kuormitusala on vakioitu. Yli 2 kN:n pistekuormalla se on  $100 \times 100 \text{ mm}^2$ . Tätä ei kuitenkaan voida soveltaa teollisuuskäytön kuormaluokkaan E2, jossa kuormat määritetään hankekohtaisesti. Kuormaluokan F akselikuormalle neliön muotoisen pinnan sivumitta on 0,1 m ja kuormaluokassa G sivumittana käytetään 0,2 m. Raideleveytenä käytetään 1,8 metriä. [27]

Oheisessa taulukossa 4 on eräissä hankkeissa käytettyjä pistekuorman arvoja kuormitus-pinta-aloineen. Kahdessa esimerkkihankkeessa pistekuorman pinta-alaa ei ollut tiedossa. Kestävyytarkasteluissa pistekuorman pinta-ala on kuitenkin olennainen.

**Taulukko 4** Eräitä lattioiden kuormatietoja ja -vahvuuksia.

	$F_k$ [kN]	$A$ [m x m]	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$h_{lattia}$ [mm]
hanke 1	100 <i>sis. dyn kerroin 1,4</i>	0,2 x 0,2	100	150
hanke 2	40 <i>sis. dyn kerroin 2,0</i>	0,4 x 0,4	50	ei tiedossa
	47,5	0,4 x 0,4	50	
	80	0,2 x 0,6	50	
hanke 3	120 <i>sis. dyn kerroin 2,0</i>	0,2 x 0,02	50	200
	150 <i>yhden hyllyjalan kuorma</i>	0,15 x 0,15	50	250
hanke 4	50	ei tiedossa	12	180
hanke 5	50	ei tiedossa	10	180
hanke 6	270 <i>sis. dyn kerroin 1,4</i>	0,2 x 0,6	100	200
	100 <i>yhdessä trukkikuorman kanssa</i>	0,2 x 0,2		

Taulukon 4 lattiat on toteutettu tavanomaisella tankorautoituksella tai kuitubetonilla.

Haarukkatrukkien raideleveyksille on olemassa taulukoituja arvoja. RIL 201-1-2017 taulukossa 6.2S (kuva 7) esitetään myös haarukkatrukkien FL-luokkien mukaiset staattiset akselikuormat. Renkaan kuormituspinta-alana käytetään 0,2 m x 0,2 m. Lähdemateriaalissa ei erotella renkaan kuormituspinta-alaa kovapyörätrukeille. [27]

**Taulukko 6.2S.** FL-luokkien mukaiset haarukkatrukkien arvot ja akselikuormat.

Haarukka-trukin luokka	Nettopaino [kN]	Taakan paino [kN]	Raideleveys $a$ [m]	Kokonaisleveys $b$ [m]	Kokonaispituus $l$ [m]	Staattinen akselikuorma $Q_k$ kN
FL 1	21	10	0,85	1,00	2,60	26
FL 2	31	15	0,95	1,10	3,00	40
FL 3	44	25	1,00	1,20	3,30	63
FL 4	60	40	1,20	1,40	4,00	90
FL 5	90	60	1,50	1,90	4,60	140
FL 6	110	80	1,80	2,30	5,10	170

Trukeille, joiden nettopaino on enemmän kuin 110 kN, kuormat määritetään erikseen.

**Kuva 7** RIL 201-1-2017 taulukko 6.2S [27].

Kuvan 7 staattinen pystysuuntainen akselikuorma  $Q_k$  kerrotaan dynaamisella suurennuskertoimella  $\varphi$  kaavan (3) mukaan ja saadaan kuorman dynaaminen ominaisarvo  $Q_{k,dyn}$ . Dynaamisena suurennuskertoimena käytetään arvoa  $\varphi = 1,40$ , kun trukissa on ilmarenkaat ja arvoa  $\varphi = 2,00$ , kun trukissa on umpirenkaat. [27]

$$Q_{k,dyn} = \varphi \cdot Q_k \quad (3)$$

, jossa

$Q_{k,dyn}$  on kuorman staattinen ominaisarvo

$\varphi$  on dynaaminen suurennuskertoimen

$Q_k$  on kuorman staattinen ominaisarvo.

Kirjallisuuslähteistä löytyy tietoa kuormalavahyllyjen lattiakuormasta. Taulukossa 5 esitetään pistekuorman tyypillisiä arvoja eri kuormalavan (eurolava 800 x 1200) painoilla ja hyllykorkeuksilla. Luonnollisesti hyllyvälikön leveydellä on korkeuden ohella olennainen vaikutus pistekuorman suuruuteen. Erään internetlähteen [31] mukaan eurolavoja mahtuu pilariväliin 1...3 kpl, kun hyllyjärjestelmän palkin pituus on 2750 mm. Erikoispalkilla voidaan tehdä kuormalavahyllykkö, johon mahtuu 4 eurolavaa pilarivälille. Tällöin palkin pituus on 3600 mm.

**Taulukko 5** Esimerkkejä eurolavahyllyjen lattiakuormista, perustuu lähteisiin [2, 3].

	Hyllyn korkeus	Pistekuorma [kN]		
Lavan paino		600 kg	800 kg	1000 kg
Yksittäinen hylly	0...3 m	6...18	8...24	10...30
	3...7 m	18...42	24...56	30...70
	7...40 m	42...252	56...336	70...240
Hyllyt selät vastakkain	0...3 m	12...36	16...48	20...60
	3...7 m	36...84	48...112	60...140
	7...40 m	84...504	112...674	140...840

Taulukon 5 arvot täytyy kaksinkertaistaa, kun hyllyjärjestelmä on jatkuva. Jatkuvuus saattaa aiheuttaa myös sen, että hyllyjalan tukireaktio ei ole suoraan verrannollinen kuormitusleveyteen [5]. Kun pistekuormien keskiöetäisyys on alle kaksinkertaisen laattavahvuuden  $2 \cdot h$ , niin kuormia käsitellään yksittäisenä kuormana [20].

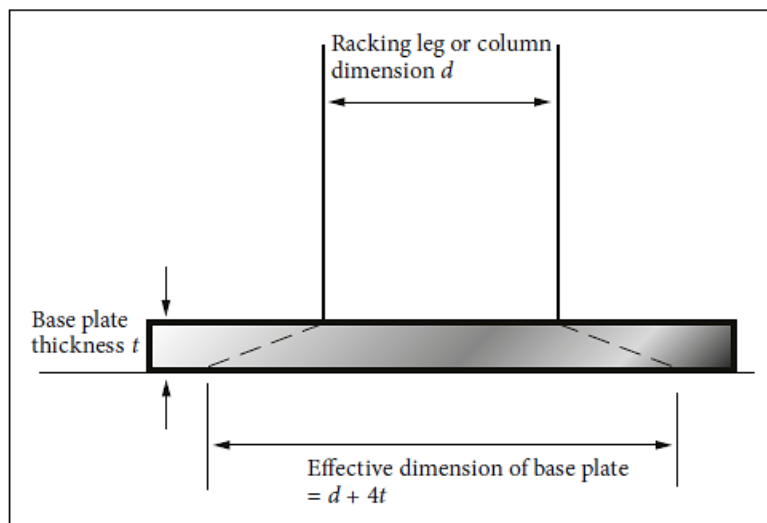
Kuormalavahyllyn jalan koko on oleellinen tieto maanvaraisen laatan lävistysmitoituksessa – kuin myös pohjalevyn koko. Pohjalevyn kokoa ei voida itsestään selvästi pitää kuormittavan pinta-alana. Levyllä täytyy olla tietty jäykkyys ja sen täytyy kestää rasitukset myötäämättä. Se voi sisältää jäykisteitä tai sen täytyy olla riittävän paksu siirtääkseen kuormia riittävän tasaisesti alustalleen. By 45:ssä sanotaan, että kuormalavahyllyjen pohjalevyn kooksi voidaan olettaa 150 mm x 150 mm [2]. TR 34:ssä sanotaan vastaavasti,

että kuormalavahyllyjen tehollisena kuormituspinta-alana tulee käyttää 100 mm x 100 mm, kun varmuutta todellisesta koosta ei ole [20]. Taulukossa 6 esitetään by 45:n taulukko 2.5, jossa ilmoitetaan kirjan tekijöiden näkemys vakioituista suunnitteluarvoista.

**Taulukko 6** Eräitä esimerkkejä suunnitteluarvoista [2].

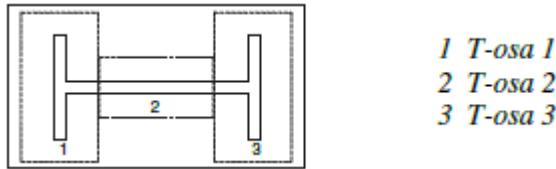
<b>Kuormalava-hylly</b>	
Trukkipyörien keskilinjan etäisyys hyllyjalkojen keskilinjaan	200 mm
Pohjalevyn koko	150mmx150mm
Selkä selkää vasten olevien hyllyn jalkojen etäisyys	250 mm
Etäisyys pistekuorman keskeltä saumaan	Sauman kohdalla
Hyllyn jalkojen välinen etäisyys kohtisuoraan käytävänä nähden	900 mm
Hyllyjalkojen väli käytävän suunnassa	2000 mm
Trukin pyöräkuorman etäisyys saumasta	Sauman kohdalla
Käytävän leveys	1800 mm/ 3000 mm*
<b>Varastovälitaso</b>	
Pohjalevyn koko	200mmx200mm
Tukijalan keskilinjan etäisyys saumasta	500 mm
Tukijalkojen väli	3000 mm
* Mitoituksessa huomioidaan molemmat vaihtoehdot	

Pohjalevyn teholliseksi leveydeksi voidaan katsoa jalan leveyden ja nelinkertaisen levy-paksuuden summa, kuten kuvassa 8 on esitetty. Suuremman tehollisen pinta-alan käyttö edellyttäisi tarkempaa analyysiä. [20]



**Kuva 8** TR 34:ssä esitetty näkemys pohjalevyn tehollisesta leveydestä [20].

Pohjalevyn tehollisen leveyden määrittystä voidaan lähestyä myös teräsrakenteiden eurokoodin SFS-EN 1993-1-8 pohjalta. Sen mukaan pilarin pohjalevyn tehollinen pinta-ala myötäilee pilaria ja on kuvan 9 mukainen, kun pohjalevyn uloke ylittää tehollisen pinta-alan reunan ja kun T-osat eivät limity. [32]



**Kuva 9** Tehollinen kantava pinta-ala, kun T-osat eivät limity

Tehollisen pinta-alan määrittävä uloke  $c$  lasketaan kaavalla (4) [32, s.76].

$$c = t \cdot [f_y / (3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0})]^{0,5} \quad (4)$$

, jossa

$t$  on pohjalevyn paksuus

$f_y$  on teräksen myötöraja

$f_{jd}$  on liitoksen puristuslujuuden mitoitusarvo (kaava (5))

$\gamma_{M0}$  on teräksen poikkileikkaukskestävyyden osavarmuusluku.

Teräksen myötöraja määräytyy teräslajin mukaan. Huomioina mainittakoon, että kun nimellispaksuus ylittää 40 mm, ei myötöraja ole suoraan pääteltävissä teräslajista. Esimerkiksi kuumavalssatulla S 355 -rakenneteräksellä myötöraja  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ , kun  $t \leq 40 \text{ mm}$ . Vastaavasti  $f_y = 335 \text{ N/mm}^2$ , kun  $40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$ . Teräksen poikkileikkauksen osavarmuusluku  $\gamma_{M0} = 1,0$ . [33]

Liitoksen puristuslujuuden mitoitusarvo  $f_{jd}$  lasketaan kaavalla (5) [32].

$$f_{jd} = \beta_j \cdot F_{Rdu} / (b_{eff} \cdot l_{eff}) \quad (5)$$

, jossa

$\beta_j$  on liitosmateriaalia kuvaava kerroin

$F_{Rdu}$  on kestäväyyden mitoitusarvo paikalliselle kuormalla (kaava (6))

$b_{eff}$  on tehollinen leveys

$l_{eff}$  on tehollinen pituus

Liitoksen puristuslujuuden määrittämisessä huomioidaan pienennyskerroin  $\beta_j = 2/3$ , kun jälkivalun paksuus on 50 mm tai sen alle. Jos jälkivalu on yli 50 mm, käytetään arvoa  $\beta_j = 1$ . Tehollisena leveytenä  $b_{eff}$  ja tehollisena pituutena  $l_{eff}$  käytetään enintään ulokkeen  $c$  mukaan määräytyvää arvoa. Kun kaavaan (5) sijoitetaan kaavan (6) ylärajan mukainen arvo, supistuvat teholliset mitat  $b_{eff} l_{eff} = A_{co.pois}$ . [32]

Kestävyyden mitoitusarvo paikalliselle kuormalle  $F_{Rdu}$  lasketaan kaavalla (6). [28]

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (6)$$

, jossa

$A_{c0}$  on kuormitusalue

$f_{cd}$  on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

$A_{c1}$  on suurin mitoituksessa käytettävä jakautumisalue.

Kaavasta (6) nähdään, että paikallinen pistekuormakestävyys on enintään 3,0-kertainen betonin laskentalujuuteen nähden, mutta voi olla myös pienempi. Kuormitusalueen arvoksi valitaan  $A_{c0} = b_{eff} l_{eff}$ . Kun kaavan (6) yläraja sijoitetaan kaavaan (5), saadaan liitoksen puristuslujuuden mitoitusarvon yläraja ratkaistuksi. Jakautumisalueen  $A_{c1}$  sivumittat saavat olla enintään kolminkertaiset  $A_{c0}$  sivumittoihin nähden ja sen tulee olla samanmuotoinen kuin  $A_{c0}$ . Laatan korkeuden tulee olla vähintään alojen  $A_{c1}$  ja  $A_{c0}$  sivumittojen erotus. Näin päädytään johtopäätökseen, että kuorman jakautumiskulma on enintään  $45^\circ$ . Kaava (6) ei päde, jos puristuskuormien jakautumisalueet limittyvät keskenään. [28, 32]

### 4.3 Lämpötilamuutokset, kutistustuma ja kitka – vaikutukset voimasuureisiin

By 45:ssä mainitaan, että lämpötilamuutokset voivat kesällä olla  $20^\circ\text{C}$  ja talvella  $40^\circ\text{C}$ . Lämpötilaerot voivat olla myös tästä suurempia. Betonin lämpötilakerroin on n.  $8 \dots 12 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ . Tavanomaisesta kiviaineksesta valmistetun betonin pituuden lämpötilakerroin  $\alpha_{cT} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ . Standardin mukaan sitä voidaan käyttää, ellei tarkempaa tietoa ole käytettävissä. Kymmenen metrin matkalla ja kymmenen asteen lämpötilamuutoksella pituuden muutokseksi tulee näin ollen 1 mm. Seostamattoman betoniteräksen pituuden lämpötilakerroin on  $12 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ , eli lähellä betonin lämpötilakerrointa. Ruostumattoman raudoitteen pituuden lämpötilakerroin on n.  $17 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ . Ruostumattoman teräksen suuremman lämpöliikkeen ei katsota olevan ongelma – ainakaan tavanomaisilla raudoitusmäärillä. [2, 28, 34]

Tavanomaisen ympäristön lämpötilan muutosten lisäksi betonin lämpötilaa muuttaa betonin hydrataatioreaktio. Kovettumisvaiheessa, jolloin lämmöntuotto on suurta, betonin kimmokerroin on pieni. Jäähdytisvaiheessa betonin lujuus ja kimmokerroin on kasvanut. Kovettumisvaihetta seuraa betonirakenteen jäähdyminen ja siitä aiheutuva kutistuminen. Käytännössä kutistuma ei pääse koskaan tapahtumaan täysin esteettä ja betoniin syntyy sisäinen vetojäännitystilä. Lisäksi voi tapahtua kutistumaa, jonka suuruus on  $0 \dots 4 \text{ } \%$ . Jäähdytiskutistuma ja sen aiheuttamat lämpöjäännitykset ovat erityisesti talvibetonoinnin ongelma. [35, 36]

Plastinen kutistuma on tuoreen betonin ilmiö, joka tapahtuu  $1 \dots 3$  tunnin kuluttua valusta.

Sitä voidaan selittää veden haihtumisella ennen hydrataatioreaktion alkamista. Sen suuruus on 0...4 ‰. Plastinen kutistuma ja siihen liittyvä halkeilu voidaan välttää estämällä veden haihtumista betonin pinnalta. Jälkihoidon epäonnistuessa plastisen vaiheen kutistuminen voi olla jopa 7 ‰. [36, 37]

Hydrataatiokutistuminen eli sitoutumiskutistuminen tai autogeeninen kutistuminen johtuu sementin ja veden välisestä hydrataatioreaktiosta. Sementin ja veden alkutilanteen tilavuus on suurempi kuin niiden reaktion jälkeinen tilavuus. Hydrataatiokutistuma on merkittävää pienillä vesisementtisuhteilla ja se voi olla jopa 0,5 ‰. Betonilla, jonka vesisementtisuhte on 0,30, hydrataatiokutistuman sanotaan olevan 0,2...0,4 mm/m. Hydrataatiokutistumaa ei esiinny, jos vesisementtisuhte on suurempi kuin 0,45. Hydrataatio on pitkän aikajänteen tapahtuma, mutta siitä aiheutuvaa kutistumaa tapahtuu erityisesti hydratoitumisen alkuvaiheessa, kun betonimassa on vielä notkeaa. [36, 38, 39]

Kuivumiskutistuma johtuu veden poistumisesta betonin kapillaarihuokosista. Sen suuruus on 0...0,6 ‰. Kuivumiskutistuma, kuten muutkin kutistumat, tapahtuu sementtipastassa. Pääasiallinen kuivumiskutistuman suuruuteen vaikuttava tekijä on betonin pastamäärä: hienoaaines (sementti ja seosaineet), vesi ja lisäaineet, ja ilma. Kutistumaa voidaan hallita valitsemalla betoniin mahdollisimman suuri raekoko, maltillinen sementti- ja vesimäärä, sopiva sementtityyppi (SR-sementti), kutistumaa vähentävän lisäaineen käyttäminen. Maanvaraisissa laatoissa kuivuminen tapahtuu yhdeltä sivulta ja kosteuden jakautuminen on rakenteessa epätasaista. Tästä seuraa pyrkimys laatan reunan käyristymiseen ja nurkkien nousuun. [37-39]

Näiden lisäksi betonirakenteessa tapahtuu karbonatisoitumiskutistumaa. Se on pitkän aikajänteen kutistuma, mutta sen suuruus on merkittävä. Sen suuruus kokonaiskutistumasta saattaa olla 30...50 ‰. Karbonatisoitumisen aiheuttama pintahalkeilu ilmenee kuukausien tai vuosien kuluttua betonoinnista. [38]

Betonirakenteiden suunnittelun eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 [28] mainitaan kokonaiskutistuman  $\epsilon_{cs}$  koostuvan kuivumiskutistuman  $\epsilon_{cd}$  ja sisäisen kutistuman  $\epsilon_{ca}$  (l. hydrataatiokutistuman) summasta. Standardissa esitetään niille laskentamenetelmä.

Betonin kokonaiskutistuma voi tyypillisesti olla 0,4...0,8 mm/m eli 0,4...0,8 ‰. [37]

Laatan poikkileikkaukseen tasan jakautunut jännitys saadaan Hooken lain mukaan muodonmuutospyrkimyksen ja kimmokertoimen tulona (kaava (7)). Luonnollisesti voima saadaan kertomalla jännitys poikkileikkauspinta-alalla.

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \quad (7)$$

Kun kyseessä ovat lämpötilamuutoksista tai laatan kutistumasta aiheutuvat muodonmuutospyrkimykset, jännitys kasvaa kiinnitysasteen kasvaessa. Täysin vapaassa muodonmuutoksessa jännityksiä ei synny.



Lämpötilaerot laatan ylä- ja alapinnan välillä aiheuttavat käyristymää. Kun muodonmuutokset eivät pääse tapahtumaan vapaasti, niin lämpötilaeroista syntyvä voima pyrkii aiheuttamaan rakenteeseen vetojännitystä kylmenneelle puolelle ja puristusjännitystä lämmenneelle puolelle. Siinäkin on kyse estetyssä muodonmuutoksesta. Jos laatta pääsisi vapaasti käyristymään laatan pystykuormia huomioimatta, jännityksiä ei syntyisi. Suuria laatan pintojen lämpötilaeroja voi olla pakaste- ja kylmävarastoissa, leipomoissa, kuuma- valssaamoissa, laatan reunoilla ajo-ovien kohdalla ja auringon säteilylle alttiilla altailla. [2]

Kitkavoima on suurimmillaan laatan vapaalla reunalla ja vastaavasti laattaan kitkasta syntyvä vetovoima on suurimmillaan laattakentän keskellä. Keskeinen vetovoima on n. 50 % täydestä etäisyydellä  $L_x/4$  laatan reunasta. Kuitenkin yksinkertaistustasi kitkasta syntyvää voimaa voidaan pitää likipitään vakiona koko laatan alueella. Raudoituksen sijoittamiseen kitkavoimia vastaan ei lähteessä oteta kantaa – kitkavoimasta mainitaan syntyvän keskeinen vetovoima. [2]

Keskeinen vetovoiman ominaisarvo  $N_k$  lasketaan kaavalla (8) [2, s.100].

$$N_k = (g + k_t \cdot q) \cdot L_x \cdot \mu_F \quad (8)$$

, jossa

$g$  on pysyvä kuorma sisältäen laatan omapainon

$k_t$  on aikavaikutuskerroin

$q$  on pitkäaikainen hyötykuorma

$L_x$  on  $0,5 \cdot L$  tai  $L$ , kun  $L$  on liikuntasaumaväli

$\mu_F$  on kitkakerroin.

Suurena  $L_x$  käytetään arvoa  $0,5 \cdot L$ , kun laatta pääsee kutistumaan molemmilta reunoiltaan ja  $L$  on liikuntasaumaväli. Arvoa  $L_x = L$  käytetään silloin kun esimerkiksi laatan reunan paksunnos estää toisen reunan kutistumisliikkeen. Aikavaikutuskerroin  $k_t$  lasketaan kaavalla (9). [2]

$$k_t = \frac{\Delta L_1 + \Delta L_2}{\Delta L} \leq 1,0 \quad (9)$$

, jossa

$\Delta L_1$  on lämpötilaeroista aiheutuva lyhenemä

$\Delta L_2$  on kutistuma matkalla  $L_x$  hyötykuormituksen jälkeen

$\Delta L$  on liukuma, jolla kitkavoima kehittyy täyteen arvoonsa.

Kitkavoima kehittyy täyteen arvoonsa liukuman arvolla 1,5 mm, joten  $\Delta L \leq 1,5 \text{ mm}$  [2].

## 4.4 Saumaton maanvarainen laatta

Saumattoman maanvaraisen laatan mitoitusperiaatteena on, että raudoituksen vetokestävyyden on suurempi kuin betonin vetokestävyys. Tarkoituksena on, että betonin haljetessa raudoituksen venymä ja halkeamaväli jäävät pieneksi. Laskennalla ei saada ratkaistua halkeamien suuruutta tai halkeamaväliä. Laatalle tehdään halkeilutarkastelu rasisluokan niin vaatiessa tai jos lattialle on määritetty halkeamaleveysluokka. Tankoraidoitettun maanvaraisen laatan raudoituksen poikkileikkausala  $A_s$  kutistumaa vastaan lasketaan kaavalla (10). [2]

$$A_s = k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot A_c}{f_{yk}} \quad (10)$$

, jossa

- $k_1$  on kitkasta määräytyvä kerroin
- $k_2$  on kutistumasta ja lämpötilamuutoksista aiheutuva kerroin
- $f_{ctm}$  on betonin vetolujuuden keskiarvo
- $A_c$  on betonipoikkileikkauksen pinta-ala
- $f_{yk}$  on raudoituksen lujuus.

Kertoimena  $k_1$  käytetään arvoa  $k_1 = 0,8$ , kun laatan alla on tiivistettyä sepeliä,  $k_1 = 0,9$ , kun laatan alla on tiivistettyä soraa. Kerroin  $k_1 = 1,0$ , kun laatan ja alustan välissä on muovi, geotekstiili tai lämmöneriste, eli kun kitka on pieni. Kertoimena  $k_2$  käytetään arvoa  $\varepsilon_{cs} + \varepsilon_l / 0,8 \text{ ‰} \geq 1,0$ . Termillä  $\varepsilon_{cs}$  kuvataan betonin kutistumaa, jossa otetaan huomioon kaikki kutistuman lajit. Standardissa SFS-EN 1992-1-1 sanotaan kokonaiskutistuman koostuvan kuivumiskutistumasta ja sisäisestä kutistumasta. Kaavan (10) nimittäjänä käytetään enintään arvoa  $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ . [2, 28]

Kaava (10) on verrattavissa SFS-EN 1992-1-1 kaavaan 7.1 (kaava (44)), jota käytetään vähimmäisraudoitusalan, jos halkeilun rajoittamista vaaditaan [28, s.118].

Kutistumaraudoitetut maanvaraisen laatan laskentakaavat eivät huomio betonipoikkileikkauksen mittapoikkeamia, joten ne pitää suunnittelussa ottaa erikseen huomioon. Paksuuden kasvaessa kutistuman aiheuttamat vetovoimat kasvavat ja laatta tarvitsee enemmän raudoitusta halkeilun hallintaan. [2, 40].

## 4.5 Lävistys

### 4.5.1 Lävistyskestävyys

Vuoden 2017 alusta alkaen myös Suomessa on saanut käyttää eurokoodien mukaista lävistyslaskentaa, kun noudatetaan kansallista liitettä [41]. Eurokoodien Suomen kansallisen liitteen [42] mukaan leikkausraudoittamattoman rakenteen lävistystä laskettaessa täy-

tyy kertoimena  $C_{Rd,c}$  käyttää kansallisen liitteen mukaista arvoa. Suureen  $v_{min}$  arvona käytetään arvoa 0. Jälkimmäinen ehto johtaa siihen, että ilman pääraudoitusta olevan puristusjännityksettömän rakenteen lävistyskestävyys on laskennallisesti 0. Tällöin myös keskeisesti raudoitetulla laatalle kestävyys on laskennallisesti suhteettoman heikko, koska tehollinen korkeus suhteessa laatan korkeuteen on pieni.

Betonilattioiden suunnittelua ohjaavassa teoksessa by 45:ssä viitataan lävistyslaskennan osalta rakentamismääräyskokoelman kohtaan 2.2.2.7. Teoksessa mainitaan, että keskeisellä raudoitusverkolla voidaan laskennassa käyttää arvoa  $d = h$ . Keskeisellä raudoituksella raudoitusasteena tulee käyttää arvoa 0. Viitteenä olevan rakentamismääräyskokoelman laskentatapa ei kuitenkaan ole ajantasainen. Tulkinnan mukaan eurokoodin ja Suomen kansallisten liitteiden mukaan laskettaessa oletusta  $d = h$  keskeisesti raudoitetulle laatalle ei voida tehdä. [2, 43]

Mainittakoon, että englantilaisessa julkaisussa TR 34:ssä [20] leikkauskestävyyden minimiarvoa  $v_{min}$  ei ole rajattu nollaan. Julkaisun laskentakaavat vastaavat eurokoodilaskentaa, mutta Suomen rakentamismääräyskokoelman ja Suomen kansallisten liitteiden erityisehtoja ei siinä huomioida. Se tarkoittaa sitä, että keskeisesti raudoitetun laatan lävistyskapasiteetiksi saataneen Suomen kansallisilla liitteillä laskettuja arvoja suurempia arvoja. Lisäksi minimiarvon mukaista kestävyyttä käyttämällä saadaan raudoittamattomalle laatalle kapasiteettiarvo, kun Suomen kansallisen liitteen mukaan laskettaessa lävistyskapasiteettiarvoa ei raudoittamattomalle laatalle saada lainkaan.

Eurokoodin lävistyskestävyydestarkastelussa vertaillaan jännityksiä. Kun lävistyskestävyys kerrotaan piirin ja tehollisen korkeuden tulolla saadaan voima. Vanhoissa betoninormeissa [43] lävistyvän alueen piiri, kuten myös pinta-ala ja kestävyys, lasketaan tuen reunasta etäisyydellä  $d/2$ . Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 [28] mukaan lävistyskestävyyden tarkastelupiirit ovat pilarin reunassa ja pilarin reunasta  $2d$  etäisyydellä olevalla perustarkistuspiirillä  $u_l$ . Jos joudutaan käyttämään leikkausraudoitusta, etsitään lisätarkastuspiiri, jossa leikkausraudoitusta ei enää tarvita. Piiri  $u_l$  ja perustarkistuspoikkileikkaus sijaitsevat kuvien 10 ja 11 mukaisesti.



Termiä  $k_l \cdot \sigma_{cp}$  käytetään, kun lävistyvässä kappaleessa on normaalivoimia. Suure  $v_{min}$  on Suomen kansallisen liitteen mukaan 0 [42].

Suomen kansallisessa liitteessä esitetty kerroin  $C_{Rd,c}$  lasketaan kaavalla (12) [42].

$$C_{Rd,c} = \frac{0,3}{\gamma_c} \cdot \frac{(D/d+1,5)}{(D/d+4)} \quad (12)$$

, jossa

$\gamma_c$  on betonin osavarmuusluku

$D$  on pyöreän pilarin halkaisija tai suorakaidepilarin sivumittojen mukaan määräytyvä kerroin

$d$  on laatan keskimääräinen tehollinen korkeus.

Suorakaidepilarilla kerroin  $D = (c_1 \cdot c_2)^{0,5}$ , kun  $c_1$  ja  $c_2$  ovat pilarin sivumittoja [42].

Kerroin  $k$  lasketaan kaavalla (13) [28].

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (13)$$

, jossa laatan tehollisen korkeuden  $d$  yksikkönä käytetään millimetrejä.

Pääraudoituksen raudoitussuhde lasketaan kaavalla (14) [28].

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} + \rho_{lz}} \leq 0,02 \quad (14)$$

, jossa

$\rho_{ly}$  ja  $\rho_{lz}$  ovat y- ja z-suunnan raudoitussuhteet.

Raudoitussuhteessa huomioidaan pilarin sivumitan ja pilarin reunasta molemmin puolin enintään  $3d$  etäisyydellä olevien ankkuroitujen vetoterästen summa. [28]

Leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyyden laskentaan esitetään eurokoodissa kaavan (11) lisäksi myös toinen laskentakaava. Kaava (15) huomioi tapauksen, jossa tarkastelupiiri on alle  $2d$  etäisyydellä reunasta. [28]

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot 2d/a \geq (v_{min} \cdot 2d/a) \quad (15)$$

, jossa

$C_{Rd,c}$  on Suomen kansallisen liitteen mukainen kerroin (kaava (12))

$k$  on laattapaksuuden mukaan määräytyvä kerroin (kaava (13))

$\rho_l$  on pääraudoituksen raudoitussuhde (kaava (14))

$f_{ck}$  on betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vrk:n ikäisenä

$d$  on laatan keskimääräinen tehollinen korkeus

$a$  on etäisyys pilarin (kuormapisteen) ulkopinnasta tarkasteltavaan tarkastuspiiriin.

Eurokoodia tulkitsemalla voidaan ajatella, että kaavan (15) käyttö liittyy pilarin anturoiden lävistyskestävyyden tarkasteluun. Näin ollen sitä ei tavanomaisesti voida – eikä tarvitse – hyödyntää maanvaraisten laattojen lävistyskestävyydestä tarkastelussa. Kaavaa tulkitsemalla nähdään, että lävistyskestävyys kasvaa, kun tarkastelupiiri on alle  $2d$  etäisyydellä reunasta.

Maanvaraiseen laattaan ei tavanomaisesti laiteta leikkausraudoitusta. Leikkausraudoituksen käyttö voisi tulla kyseeseen lähinnä sijainniltaan paikallaan pysyvien pistekuormien kuormittaessa laattaa. Leikkausraudoitetussa laatasta tehdään lävistystarkastelu myös pilarin juuressa. Tarkastelupiiri on tällöin sisäpilarissa pienin piirin pituus, jonka sisään pilarin poikkileikkaus mahtuu. Sisäpilarilla tarkoitetaan pilaria, joka ei ole reunassa tai nurkassa. Piirillä olevaa jännitystä verrataan lävistyskestävyyden ylärajaan  $v_{Rd,max}$ , johon vaikuttaa ainoastaan betonin puristuslujuus. [28]

Lävistyskestävyyden yläraja  $v_{Rd,max}$  lasketaan kaavalla (16). [28]

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (16)$$

, jossa

$v$  on lujuuden pienennyskerroin (kaava (17))

$f_{cd}$  on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo.

Lujuuden pienennyskerroin  $v$  lasketaan kaavalla (17). [28]

$$v = 0,6 \cdot \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (17)$$

, jossa

$f_{ck}$  on betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vrk:n ikäisenä [MPa].

Lävistyskestävyyden yläraja kuvaava kaava (16) voidaan määrittää kansallisissa liitteissä. Ulkolaisissa ohjeissa kuten TR 34:ssä käytetään kaavan kertoimen 0,4 sijaan kerrointa 0,5. Se kasvattaa kestävyyttä 25 %. Suomen kansallisissa liitteissä laskentaa ei ole muutettu. Edellä käsitelty tarkastelu tehdään eurokoodissa kappaleessa ”leikkausraudoitetun laatan ja pilarianturan lävistyskestävyys”. Tästä huolimatta myös leikkausraudoittamattomalla rakenteella tarkastetaan, ettei kaavan (16) kestävyys ylitä mitoitusjännitystä. [20, 28, 42]

Lävistymisraudoitusta ei tarvita, jos  $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$ , kun  $v_{Rd,c}$  saadaan yllä olevista kaavoista. Pilarin piirillä ehdon  $v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$  täytyy toteutua. Kun kuormitus ei aiheuta kiertymää, saadaan leikkausjännitys  $v_{Ed}$  jakamalla nettovoima  $V_{Ed,red}$  piirin ja tehollisen korkeuden tulolla. Nettovoima lasketaan kaavalla (18). [28]

#### 4.5.2 Lävistävä voima maanvaraisessa laatassa

Vanhojen rakentamismääräyskokoelman mukaisten ohjeiden mukaan lävistävästä voimasta voidaan vähentää tuen reunasta etäisyyden  $d$  rajaama kuorman osuus [43]. Nykyohjeiden mukaan lävistävästä voimasta saadaan vähentää tarkastelupiirin rajaama kuorman osuus, eli leikkausraudoittamattomilla rakenteilla tuen reunasta etäisyyden  $2d$  rajaaman kuorman osuus. On kuitenkin suositeltavaa, että kuormaa vähennettäisiin vain tuen reunasta etäisyyden  $d$  rajaamalta osuudelta. [5, 28].

Kun kuormitus ei aiheuta kiertymää, lävistystä aiheuttava nettovoima  $V_{Ed,red}$  lasketaan kaavalla (18) [28].

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (18)$$

, jossa

$V_{Ed}$  on vaikuttava leikkausvoima (pistekuorma)

$\Delta V_{Ed}$  on tarkasteltavan tarkastuspiirin sisäpuolella ylöspäin vaikuttava nettovoima.

Vähennettävä voima saadaan laskettua kaavoilla (19) ja (20), joissa sitä merkitään termien  $R_p$  ja  $R_{pc}$ .

Tavanomaisien kantavien teräsbetonirakenteiden, kuten välipohjalaattojen, lävistyskestävyyden tarkastaminen on suoraviivaista. Laatan tukeutuessa pilariin lävistysjännityksen laskennassa voidaan helposti hyödyntää tukireaktiota. Maanvaraisessa laatassa rakenne voidaan esimerkiksi mieltää ylösalaisin olevaksi rakenteeksi, jossa kuormapiste – esimerkiksi hyllyjalka – on tuki ja pohjapaine on vastavoima. Pohjapaineen suuruus ja jakautuminen on lävistävän kuorman osalta merkityksellinen asia. Osa kuormasta menee suoraan maaperälle ja osa jakautuu laajemmalle. Tarkastuspiirin ulkopuolelle jakautuva kuorma aiheuttaa lävistystä. Kuorman leviämiseen tai lävistävän kuorman ratkaisukeinoihin ei eurokoodistandardeissa esitetä ratkaisukeinoja. Standardin sijasta lävistyskuorman ratkaisussa täytyy käyttää olemassa olevia ohjeita.

TR 34:ssä on esitetty eräs laskentatapa, jolla saadaan selville pistekuormasta suoraan lattian alusrakenteille pistekuormasta etäisyydelle  $2d$  menevä kuorma. Se saadaan vähentää lävistävästä voimasta, mutta se ei ole pakollista. Suositeltavaa olisi, että kuorman vähennyksessä pitäydettäisiin etäisyyden  $d$  tuen reunasta rajaaman piirin alalla. Laskennassa huomioidaan alustaluku. Lävistävä voima pienenee, kun alustaluku kasvaa. Kaavassa (19) esitetään pistekuormasta suoraan alusrakenteille menevä kuorma  $R_p$ , kun kuorma on laatan keskialueella. Se on verrattavissa kaavan (18) suureeseen  $\Delta V_{Ed}$ . Kuorma sijaitsee keskialueella (internal condition), kun sen etäisyys reunasta on suurempi kuin suhteellinen jäykkyysäde (kuva 12). [5, 20]

$$R_p = 1,4 \cdot \left(\frac{d}{l}\right)^2 \cdot P + 0,47 \cdot (x + y) \cdot \frac{d \cdot P}{l^2} \quad (19)$$

, jossa

$P$  on pistekuorma

$d$  on laatan keskimääräinen tehollinen korkeus

$x$  ja  $y$  ovat kuormituspinta-alan sivumittoja

$l$  on suhteellinen jäykkyys säde.

Vastaavasti kaavassa (20) esitetään pistekuormasta suoraan alusrakenteille menevä kuorma  $R_{cp}$ , kun kuorma on laatan reunalla. Se on verrattavissa kaavan (16) suureeseen  $\Delta V_{Ed}$ . Kuorma sijaitsee reuna-alueella (edge condition), kun sen etäisyys reunasta on pienempi kuin suhteellinen jäykkyys säde (kuva 12). [20]

$$R_{cp} = 2,4 \cdot \left(\frac{d}{l}\right)^2 \cdot P + 0,8 \cdot (2y + x) \cdot \frac{d \cdot P}{l^2} \quad (20)$$

Kaavan (19) suureet vastaavat kaavan (20) suureita. Mitta  $x$  on laatan reunan suuntainen kuormituspinta-alan mitta. Kaavojen (19) ja (20) käytön ehtona on, että  $a \leq 0,2 \cdot l$  (vrt. kuva 12). Suhteellinen jäykkyys säde  $l$  lasketaan kaavalla (21). [20]

$$l = [(E_{cm} \cdot h^3)/(12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot k)]^{0,25} \quad (21)$$

, jossa

$E_{cm}$  on betonin keskimääräinen kimmokerroin [N/mm<sup>2</sup>]

$h$  on laatan korkeus [m]

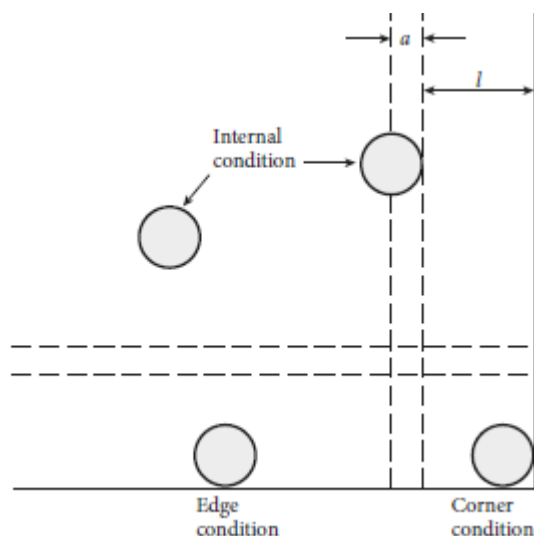
$k$  on alustaluku [N/mm<sup>2</sup>/m]

$\nu$  on suppeumaluku.

Eurokoodin mukaan suppeumalukuna käytetään arvoa 0 halkeilleelle betonille ja arvoa 0,2 halkeilemattomalle betonille [28, s.31]. TR 34:ssä mainitaan, että suppeumalukuna voidaan käyttää arvoa 0,2 [20]. Myös by 45:ssä [2] on esitetty jäykkyys säteen laskentakaava. Jäykkyys sädettä kutsutaan elastiseksi jäykkyys säteeksi. Sen laskentakaava vastaa kaavaa (21), mutta  $h$ :n sijasta käytetään laatan hyötykorkeutta  $d$  ja juurilauseen nimittäjänä käytetään arvoa  $12 \cdot k$ . Korkeus korotetaan kolmanteen potenssiin, joten sen suuruus vaikuttaa muita tekijöitä enemmän lopputulokseen. Lävistyslaskennan kannalta varmalla puolella ollaan silloin, jos vähennettävää kuormaa on liian vähän. Jäykkä laatta jakaa kuormaa löysää laattaa laajemmalle alueelle, joten korkeutena voidaankin käyttää laatan paksuutta  $h$ . Toisaalta kun lävistystarkastelu mielletään murtorajatilatarkasteluksi, niin ennen murtoa laatan jäykkyyteen vaikuttaa tehollinen korkeus  $d$  ( $h$ :n sijasta) ja laatta on myös haljennut. Tämän myötä myös by 45:ssä esitetty tapa laskea suhteellinen jäykkyys voisi olla perusteltu. Kuitenkaan teräsmäärä ei siinäkään vaikuta jäykkyys säteeseen.

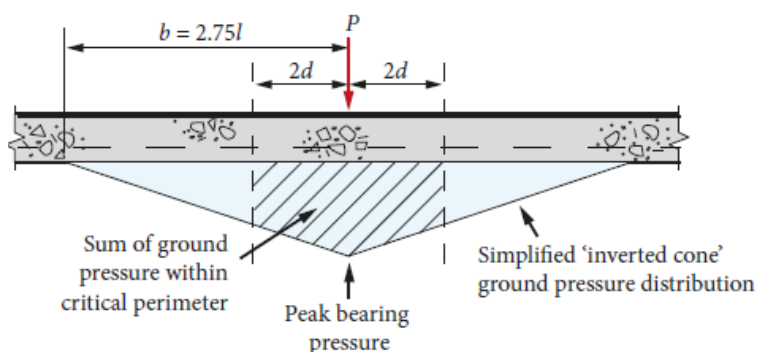
Kuvassa 12 esitetään keski-, reuna ja nurkka-alueiden määritelmät, kun  $l$  = suhteellinen jäykkyys säde.





**Kuva 12** Keski-, reuna- ja nurkka-alueen määritelmät [20].

Kuten sanottua, kaavoissa (19) ja (20) lasketaan kuormitusalan reunasta etäisyyden  $2d$  olevan piirin rajaaman pinta-alan pohjapainetta (kuva 13). Pistekuorman alla oleva pohjapaine ei ole tasainen. Yksinkertaistuksena sen ajatellaan jakautuvan kolmiokuormaksi. Kaavoissa (19) ja (20) keskialueella keskimääräisen pohjapaineen arvo on 85 % suurimmasta pohjapaineen arvosta. Reuna-alueella keskimääräinen pohjapaineen arvo on 80 % suurimmasta pohjapaineen arvosta pistekuorman alla. Näiden prosenttiosuuksien katsotaan olevan nk. varmalla puolella. [20]



**Kuva 13** Lävistävästä kuormasta vähennettävä pinta-ala [20].

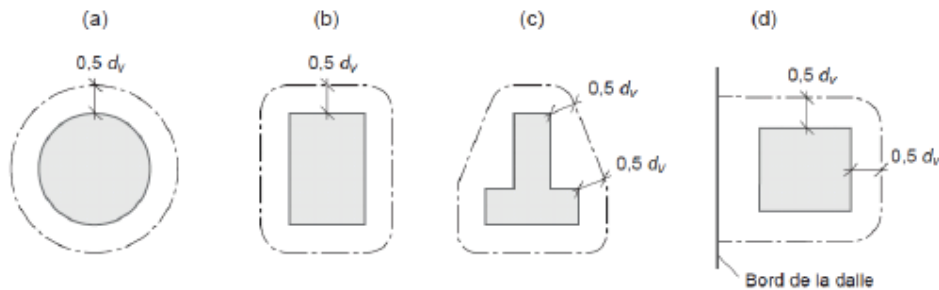
Kuvasta 13 nähdään myös, että maanvaraisen laatan keskialueella olevan pistekuorman vaikutus on jopa  $2,75 \cdot l$  etäisyydelle kuormituspisteestä, kun  $l$  on suhteellinen jäykkyys-säde [20].

## 4.6 Lävistys CSCT:n mukaan

Eurokoodien lävistysmitoituksen laskentatapaan on tulossa muutoksia 2020-luvulla. Uusi laskentatapa tulee perustumaan A. Muttonin ja M. Fernándezin kirjoittamaan julkaisuun

Proposal for punching shear provisions based on CSCT. Lopullisessa julkaisussa kaavat tulevat olemaan eri muodossa, mutta lopputuloksen sanotaan olevan sama. [5]

Lävistysleikkaustarkastelu tehdään perustarkastelupiirillä  $u_l$ , joka on leikkausta vastustavan tehollisen korkeuden  $d_v$ :n puolikkaan etäisyydellä tuesta kuvan 14 mukaisesti [44].



**Kuva 14** Uuden laskentatavan mukaan lävistävä piiri on  $d/2$  etäisyydellä tuesta [44].

Uudessa tulevassa lävistyksen laskentatavassa tarkastelupiiri on vastaava kuin vanhan rakentamismääräyskokoelman B4:n lävistyslaskennan tarkastelupiiri.

Lävistyskestävyys  $v_{rd,c}$  lasketaan kaavalla (22) [44].

$$v_{Rd,c} = k_{\psi} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad (22)$$

, jossa

$k_{\psi}$  on kiertymän ja laattapaksuuden huomioon ottava kerroin (kaava (23))

$f_{ck}$  on betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vrk:n ikäisenä [MPa]

$\gamma_c$  on betonin osavarmuusluku.

Kiertymän ja laattapaksuuden huomioon ottava kerroin  $k_{\psi}$  lasketaan kaavalla (23) [44].

$$k_{\psi} = \frac{0,7}{1+0,45 \cdot k_{dg} \cdot \psi \cdot d} \quad (23)$$

, jossa

$k_{dg}$  on kerroin, jolla huomioidaan betonin laatu ja ominaisuudet

$\psi$  on kerroin, jolla huomioidaan laatan kiertymä tuen ympäri (kaava (24))

$d$  on laatan keskimääräinen tehollinen korkeus.

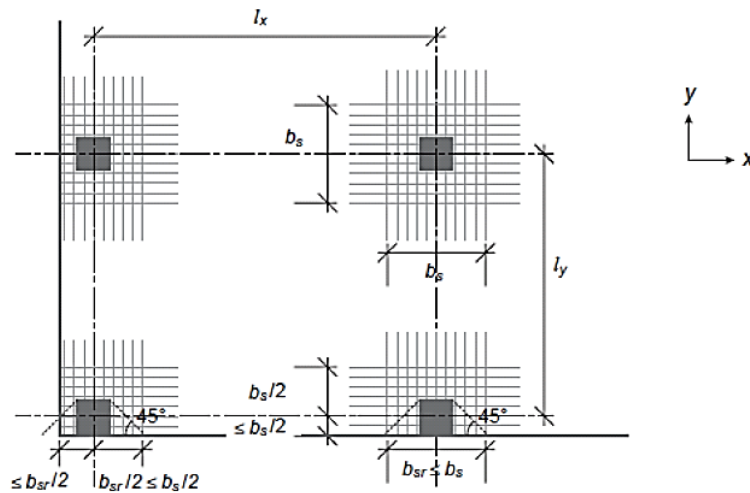
Kertoimena  $k_{dg}$  käytetään arvoa 1 tavallisen painoiselle betonille ja arvoa 2 kevytbetonille. Jos kiviaineksen suurin raekoko  $d_g$  on yli 16 mm,  $k_{dg} = 32 / (16 + d_g)$ . Laatan kiertymän tuen ympäri huomioon ottava kerroin  $\psi$  lasketaan kaavalla (24). [44]

$$\psi = 1,2 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} \quad (24)$$

, jossa

- $r_s$  on momentin nollakohdan etäisyys tuesta  
 $d$  on laatan keskimääräinen tehollinen korkeus  
 $f_{yd}$  on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo  
 $E_s$  on betoniteräksen kimmokertoimen mitoitusarvo  
 $m_{sd}$  on keskimääräinen taivutusmomentti pituusyksikköä kohti  
 $m_{Rd}$  on keskimääräinen taivutuskestävyys pituusyksikköä kohti.

Kerroin  $r_s$  voidaan laskea käyttäen halkeilematonta mallia. Reuna- ja nurkkapilareissa  $r_s \geq 2/3 \cdot b_{sr}$ . Rakenteissa, joiden poikittainen stabiilius ei riipu laattojen ja pilarien välisestä kehävaikutuksesta ja joissa viereiset jännevälit eivät poikkea yli 25 %, voidaan käyttää kertoimen  $r_s$  arvona  $0,22 \cdot L$ . Keskimääräinen taivutusmomentti  $m_{sd}$  ja vastaavan alueen taivutuskestävyys  $m_{Rd}$  lasketaan tukikaistan  $b_s$  tai  $b_{sr}$  määrittelemällä leveydellä. Kuvassa 15 esitetään tukikaistojen leveydet  $b_s$  ja  $b_{sr}$ , jota käytetään laatan reunoilla ja nurkissa.



**Kuva 15** Tukikaistojen leveydet [44].

Tukikaistan leveys  $b_s$  lasketaan kaavalla (25) [44].

$$b_s = 1,5 \cdot \sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}} < L_{min} \quad (25)$$

, jossa

- $r_{s,x}$  on momentin nollakohdan etäisyys tuesta x-suunnassa  
 $r_{s,y}$  on momentin nollakohdan etäisyys tuesta y-suunnassa.

Lähdemateriaalissa ei ole mainittu mittaa  $L_{min}$ . Laatan reunojen lähellä käytetään tukikaistan leveyden  $b_s$  sijasta tukikaistan leveyttä  $b_{sr}$  [44].

Jos kaavassa (24) käytetään kertoimen 1,2 tilalla kerrointa 1,5, voidaan keskimääräisenä momenttina  $m_{sd}$  käyttää kaavojen (26), (26), (28) ja (29) arvoja. Kun yläpinnan raudoitus on molempiin suuntiin ja pilari ei ole laattakentän reunalla tai nurkassa (sisäpilari), keskimääräinen momentti  $m_{sd}$  lasketaan kaavalla (26). [44]

$$m_{sd} = V_{Ed}/8 \quad (26)$$

Kun pilari on laattakentän reunalla ja raudoitus on reunan suuntainen, keskimääräinen momentti  $m_{sd}$  lasketaan kaavalla (27) [44].

$$m_{sd} = V_{Ed}/4 \quad (27)$$

Kun pilari on laattakentän reunalla ja raudoitus on kohtisuora reunaan nähden, keskimääräinen momentti  $m_{sd}$  lasketaan kaavalla (28) [44].

$$m_{sd} = V_{Ed}/8 + M_{Ed}/b_{sr} \quad (28)$$

Kun pilari on laattakentän nurkassa ja raudoitus on molempiin suuntiin, keskimääräinen momentti  $m_{sd}$  lasketaan kaavalla (29) [44].

$$m_{sd} = V_{Ed}/8 + M_{Ed}/b_{sr} \geq V_{Ed}/2 \quad (29)$$

, jossa

$V_{Ed}$  on kokonaisleikkausvoima

$M_{Ed}$  on pilarin kiinnityksestä laatalle siirtyvä momentti

$b_{sr}$  on kuvan 15 mukainen tukikaistan leveys.

## 4.7 Taivutusmitoitus

Toisin kuin lävistyksen osalta betonirakenteiden suunnittelua käsittelevässä eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1:ssä taivutuskestävyyden laskentaan ei ole esitetty tarkkoja ohjeita. Myöskään maanvaraisen laatan taivutusmomenttisuureiden laskentaan ei standardissa ole ohjetta. Taivutusmomentit ja -momenttikestävyydet täytyy ratkaista olemassa olevia muita ohjeita apuna käyttäen. Maanvaraisen laatan taivutusmomenttikestävyys ratkaistaan kuten tavanomaisen teräsbetonilaatan taivutuskestävyys.

Käsinlaskentaan kelvolliset, joskaan ei täydelliset, ohjeet taivutusmomenttien laskentaan on esitetty by 45:ssä. Ohjeet huomioivat alustan ja laatan jäykkyuden. Myös toisessa maanvaraisten laattojen mitoitustakin ohjeistavassa teoksessa TR 34:ssä [20] käsitellään maanvaraisten laattojen taivutusmitoitusta. Teoksessa asiaa lähestytään ratkaisemalla suurin sallittu pistekuorma positiivisen ja negatiivisen taivutusmomenttikestävyyden avulla. Terästen osalta laskennassa huomioidaan ainoastaan alapinnan raudoitus. Yläpinnan raudoitusta ei taivutusmitoituksessa huomioida. Sen sijaan huomioidaan raudoittamattoman betonin taivutuskapasiteetti. Ajatuksena on se, että yläpinnan halkeilu estetään jättämällä huomiotta yläpinnan raudoitus. Alapinnan raudoituksen voidaan sen sijaan ottaa täysimääräisenä huomioon, koska teoksen mukaan alapinnan halkeilusta ei aiheudu käytönaikaisia ongelmia. Mainittua suurimman sallitun pistekuorman laskentaa ei esitetä tämän työn yhteydessä.

Alaspäin suuntautuva pistekuorma aiheuttaa tavanomaisesti kuorman kohdalle positiivista momenttia – vetoa laatan alapintaan – ja kuormapisteen ympärille negatiivista momenttia, jolloin veto on laatan yläpinnassa. TR 34:n [20] mukaan yksittäisen pistekuorman tapauksessa positiivisen momentin ulottuvuus on  $l$ , kun  $l$  on suhteellinen jäykkyys­säde. By 45:n [2] mukaan positiivisen momentin ulottuvuus yksittäisellä pistekuormalla on  $3,5 \cdot a_k$  ja leveys on  $7,0 \cdot a_k$ . Suhteellinen kuormitusjakauma  $a_k$  lasketaan kaavalla (30).

$$a_k = \frac{r}{l_k} \quad (30)$$

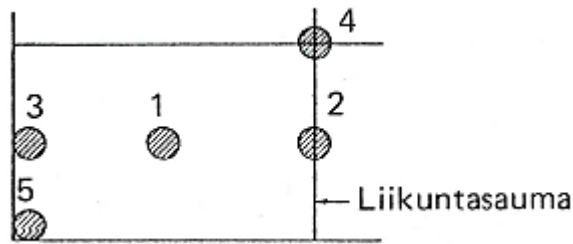
, jossa

$r$  on kuormitussäde

$l_k$  on elastinen jäykkyys­säde kaavaa (21) soveltaen.

Kuorman ajatellaan kohdistuvan ympyrän muotoiselle pinta-alalle A, jonka säde  $r$  on kuormitussäde. Säde  $r = (A/\pi) + h/2$ . By 45:ssä suhteellista jäykkyys­sädettä kutsutaan elastiseksi jäykkyys­säteeksi ja merkataan termillä  $l_k$ . Lähteessä jäykkyys­säteen lasken­nassa käytetään laatan tehollista korkeutta kokonaiskorkeuden sijasta. [2]

By 45:ssä esitetään pistekuormasta aiheutuva taivutusmomentti. Laskentakaavat on esi­tetty kuvan 16 mukaisiin tapauksiin. [2]



**Kuva 16** Taivutusmomenttien laskentapisteen [2].

Pistekuorman ollessa pisteessä 1 taivutusmomentit  $M_{1max}$  ja  $M_{1min}$  lasketaan kaavoilla (31) ja (32). [2]

$$M_{1max} = +P \cdot (0,056 - 0,211 \cdot \log a_k) \quad (31)$$

$$M_{1min} = -0,02 \cdot P \quad (32)$$

, joissa

$a_k$  on suhteellinen kuormitusjakauma (kaava (30))

$P$  on pistekuorma.

Taivutusmomenttien yksikkö on kNm/m.  $M_{1max}$  on suurin positiivinen momentti ja  $M_{1min}$  suurin negatiivinen momentti, kun pistekuorma on laatan keskellä. Pistekuorman ollessa pisteessä 2 taivutusmomentit lasketaan kaavoilla (33) ja (34). [2]

$$M_{2max} = +P \cdot (0,049 + 0,015 \cdot a_k - 0,263 \cdot \log a_k) \quad (33)$$

$$M_{2min} = -0,0033 \cdot P \quad (34)$$

Pistekuorman ollessa pisteessä 3 taivutusmomentit lasketaan kaavoilla (35) ja (36). [2]

$$M_{3max} = +P \cdot (0,013 + 0,068 \cdot a_k - 0,526 \cdot \log a_k) \quad (35)$$

$$M_{3min} = -0,066 \cdot P \quad (36)$$

Pistekuorman ollessa pisteessä 4 taivutusmomentti lasketaan kaavalla (37). [2]

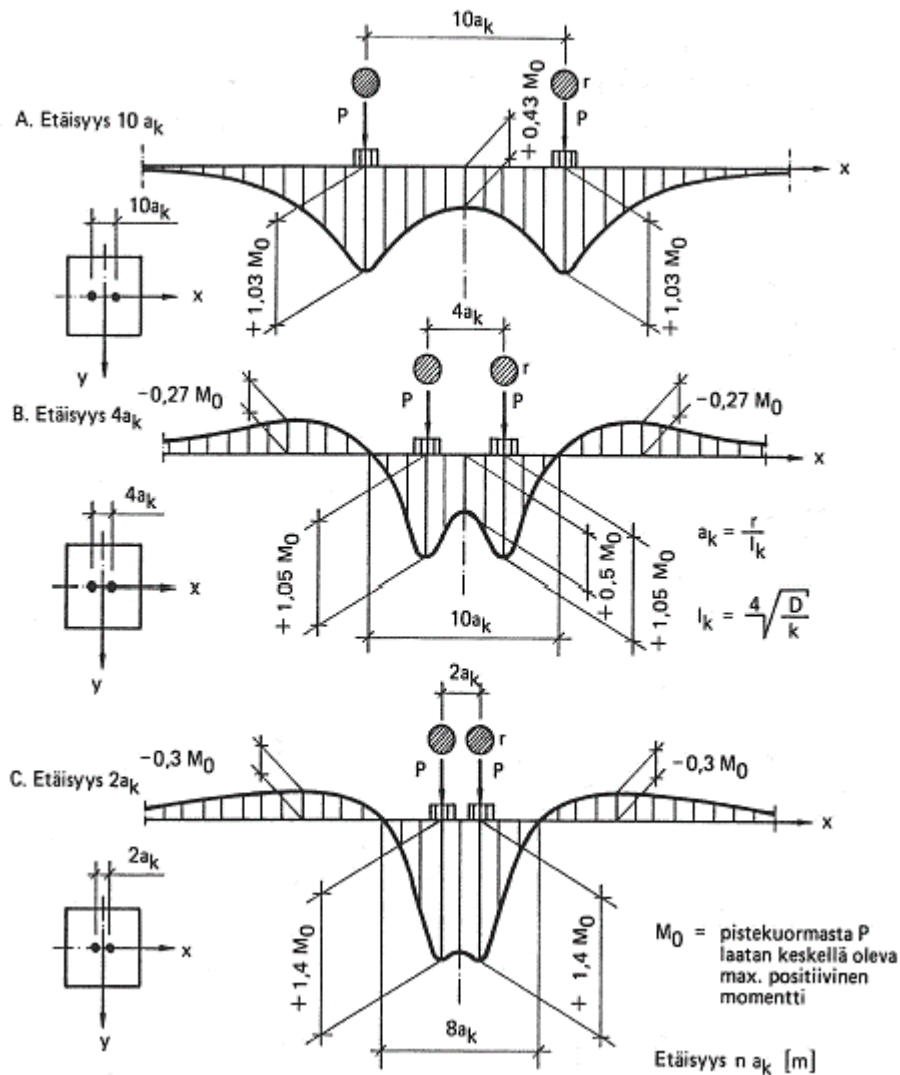
$$M_{4min} = \frac{P}{8} \cdot (1 - 0,74 \cdot a_k^{0,6}) \quad (37)$$

Pistekuorman ollessa liikuntasauvojen risteyksessä taivutusmomentti saa ainoastaan negatiivisia arvoja. Pistekuorman ollessa pisteessä 5 taivutusmomentti lasketaan kaavalla (38). [2]

$$M_{5min} = \frac{P}{2} \cdot (1 - 1,23 \cdot a_k^{0,6}) \quad (38)$$

Pistekuorman sijaitessa laatan vapaassa nurkassa taivutusmomentti saa ainoastaan negatiivisia arvoja. Kirjallisuudessa mainitaan, että vääntömomentin merkitys korostuu laatan vapaassa nurkassa. Nurkassa vääntö- ja taivutusmomenttien maksimiarvot sijaitsevat lähellä toisiaan. Vääntömomentin sanotaan kasvattavan laatan mitoitusmomentin n. kaksinkertaiseksi. [2]

Kaavoilla (31)...(38) saadaan laskettua taivutusmomentit, kun laattaa kuormittaa yksittäinen pistekuorma. Kuvasta 17 nähdään vierekkäisten pistekuormien vaikutukset taivutusmomenttien maksimiarvoihin. [2]



**Kuva 17** Vierekkäisten pistekuormien vaikutukset taivutusmomentteihin [2].

Kuvasta 17 nähdään, että pistekuormien keskiöetäisyydellä  $10 \cdot a_k$  positiivinen momentti kasvaa 3 % ja keskiöetäisyydellä  $4 \cdot a_k$  5 % yksittäiseen pistekuormaan nähden. Keskiöetäisyydellä  $2 \cdot a_k$  positiivinen momentti kasvaa 40 % yksittäiseen pistekuormaan nähden laatan keskellä.

Kuten aiemmin jo todettiin, kun pistekuormat sijaitsevat alle  $2h$  etäisyydellä toisistaan, käsitellään niitä yhtenä kuormana [2].

Käsinlaskentaan ei ole löytynyt tapaa, jolla laskea laatan taivutusmomentti, kun pistekuormia on kolme tai kun kuormat ovat erisuurat.

Taivutuksen yhteydessä laatta pyrkii pitenemään. Laatan siirtymän ollessa estetty syntyy poikkileikkaukseen puristava normaalivoima, nk. kalvovoima. Tämän voiman suunta on vastakkainen esimerkiksi estetystä kutistumasta syntyvään vetovoimaan. [5]

## 4.8 Halkeilumitoitus

Rasitusluokissa X0 ja XC1 halkeamaleveys ei vaikuta säilyvyyteen. Eurokoodin [28] mukaan raja-arvoa  $w_{max} = 0,4$  mm voidaan kyseisissä rasitusluokissa väljentää, jos ulkonäköehtoja ei aseteta. Vuoden 2016 betoninormeissa, by 65:ssä [45], ja betonirakenteita koskevassa kansallisessa liitteessä [42] esitetään SFS-standardia tiukemmat halkeamaleveyden raja-arvot. Raja-arvot ovat samat 50 ja 100 vuoden suunnittelukäyttöille. By 45:ssä [2] esitetään sallitut halkeamaleveydet halkeamaleveysluokittain. Taulukossa 7 esitetään by 65:n ja by 45:n halkeamaleveyden raja-arvot.

**Taulukko 7** Halkeamaleveyksien raja-arvoja betoninormien ja betonilattiakirjan mukaan [2, 45].

	$w_{max}$ [mm]	
	by 65	by 45, BLY 7
X0, XC1	0,40	
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,30	
XD2, XD3, XS2, XS3	0,20	
Halkeamaleveysluokka I		0,3
Halkeamaleveysluokka II		1,0
Halkeamaleveysluokka III		ei vaatimusta
Halkeamaleveysluokka IV		ilmoitetaan erikseen

Taulukosta 7 nähdään, että rasitusluokissa XD2, XD3, XS2 ja XS3 halkeamaleveyden raja-arvo on 0,2 mm. XD- ja XS -luokan betonirakenteet ovat ympäristössä, jossa kloridit aiheuttavat korroosiota. Halkeamaleveysluokka I on vaativa, luokka II on normaali ja luokka III on merkityksetön. Halkeamaleveysluokka IV on erikoisluokka, jossa halkeamaleveys ilmoitetaan erikseen. Vaativin halkeamaleveysluokka edellyttää erityistoimenpiteitä: mm. huomattavasti minimiraudoitusta suurempaa teräsmäärää rajoittamaan halkeilua. [2, 45]

Halkeamaleveys  $w_k$  lasketaan kaavalla (39) [28, 46].

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (39)$$

, jossa



$s_{r,max}$  on suurin halkeamaväli (kaava (40))

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$  on keskimääräinen teräs- ja betonivenymän erotus suurimman halkeamavälin matkalla (kaava (43)).

Termillä  $\varepsilon_{sm}$  tarkoitetaan keskimääräistä raudoituksen venymää ja termillä  $\varepsilon_{cm}$  keskimääräistä betonin venymää halkeamien välillä [46]. Suurin halkeamaväli  $s_{r,max}$  lasketaan kaavalla (40) tai (41) [28]. Eurokoodin mukaan halkeamaväli  $s_{r,max}$  lasketaan kaavalla (40), kun raudoituksen jakoväli on yli  $5 \cdot (c + \phi/2)$ , kun  $c$  on suojabetoni [28].

$$s_{r,max} = 1,3 \cdot (h - x) \quad (40)$$

, jossa

$h$  on rakenteen korkeus

$x$  on etäisyys neutraaliakseliin (kuva 18).

Eurokoodin mukaan halkeamaväli  $s_{r,max}$  lasketaan kaavalla (41), kun raudoituksen jakoväli on enintään  $5 \cdot (c + \phi/2)$ , kun  $c$  on suojabetoni [28].

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff} \quad (41)$$

, jossa

$k_3$  ja  $k_4$  ovat kansallisten liitteiden mukaisia kertoimia

$k_1$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon tankojen tartuntaominaisuudet

$k_2$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon venymäjakauma

$\phi$  on tangon halkaisija

$\rho_{p,eff}$  on kerroin, jolla huomioidaan teräsmäärä ja betonin tehollinen poikkileikkaus vetoa vastaan (kaava (42)).

Suomen kansallisissa liitteissä ei ole annettu arvoa kertoimille  $k_3$  ja  $k_4$ . Kertoimen  $k_3$  suositusarvo on 3,4. Kertoimen  $k_4$  suositusarvo on 0,425. Kertoimena  $k_1$  käytetään arvoa 0,8, kun tangoilla on hyvä tartunta ja arvoa 1,6 tangoilla, joiden pinta on lähes tasainen, kuten jänneteräksillä. Kerroin  $k_2$  on 0,5 taivutukselle ja 1,0 pelkälle vedolle. Kun jännepunoksia ei ole, kerroin  $\rho_{p,eff}$  lasketaan kaavalla (42). [28, 42, 46]

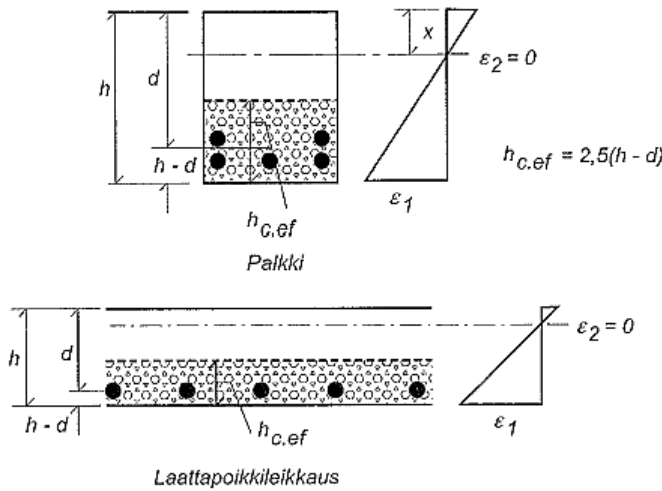
$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} \quad (42)$$

, jossa

$A_s$  on raudoituksen poikkileikkausala

$A_{c,eff}$  on teräksiä ympäröivän, vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala.

Teräksiä ympäröivän vetojännityksen alaisen betonialueen tehollisen pinta-alan korkeus  $h_{c,eff}$  on  $2,5 \cdot$  raudoituksen keskiöetäisyys (kuva 18), kuitenkin enintään pienin arvoista  $(h - x)/3$  tai  $h/2$ , kun  $x$  on etäisyys neutraaliakseliin. [28, 46]



**Kuva 18** Teräksiä ympäröivän, vetojännityksen alaisen betonialueen tehollisen pinta-alan korkeus  $h_{c,ef}$ , eurokoodin mukaan [46].

Keskimääräinen teräs- ja betonivenymän erotus suurimman halkeamavälin matkalla lasketaan kaavalla (43) [28, 46].

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (43)$$

, jossa

$\sigma_s$  on vetoraudoituksessa vaikuttava jännitys, kun poikkileikkauksen oletetaan halkeilleen

$k_t$  on aikavaikutuskerroin

$f_{ct,eff}$  on betonin vetolujuuden keskiarvo ajankohtana, jolloin halkeamien voidaan aikaisintaan odottaa muodostuvan

$\rho_{p,eff}$  on kaavan (42) mukainen kerroin

$\sigma_e$  on betoniteräksen ja betonin kimmokertoimien suhde  $E_s/E_{cm}$

$E_s$  on betoniteräksen kimmokertoimen mitoitusarvo.

Kerroin  $k_t$  on 0,6 lyhytaikaikuormituksille ja 0,4 pitkäaikaikuormituksille. Kertoimena  $f_{ct,eff}$  voidaan käyttää betonin vetolujuuden keskiarvoa  $f_{ctm}$ . Betoniteräksen kimmokertoimen mitoitusarvona  $E_s$  käytetään eurokoodissa arvoa 200 000 N/mm<sup>2</sup>. [28, 46]

Käyttörajatilamitoitukseen eurokoodi määrää vähimmäisraudoitusalan, kun halkeilun rajoittamista vaaditaan [28]. Vähimmäisteräsmäärän laskenta on by 45:n saumattoman tankoraidoitettun laatan mitoituksen kaltainen. Vähimmäisteräsmäärä vetoalueella  $A_{s,min}$  lasketaan kaavalla (44) [28].

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \quad (44)$$

, jossa

- $k_c$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon jännitysten jakauma poikkileikkauksessa välittömästi ennen halkeilua ja sisäisen momenttivarren muutos
- $k$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon eri suuruisten toisensa tasapainossa pitävien jännitysten vaikutus
- $f_{ct,eff}$  on betonin vetolujuuden keskiarvo ajankohtana, jolloin halkeamien voidaan aikaisintaan odottaa muodostuvan
- $A_{ct}$  on vedetyn betonipoikkileikkauksen pinta-ala
- $\sigma_s$  on vetoraidoituksessa vaikuttava jännitys, kun poikkileikkauksen oletetaan halkeilleen.

Vetovoiman vaikuttaessa kertoimena  $k_c$  käytetään arvoa 1,0. Kertoimena  $k$  käytetään arvoa 0,65 rakenteissa, joiden leveys on yli 800 mm. Kertoimena  $f_{ct,eff}$  voidaan käyttää betonin vetolujuuden keskiarvoa  $f_{ctm}$ . Kertoimelle  $\sigma_s$  voidaan käyttää raudoituksen ominaismyötölujuuden arvoa  $f_{yk}$ . [28]

Taivutusmomentin ja normaalivoiman vaikuttaessa kerroin  $k_c$  lasketaan kaavalla (45). Kaava pätee suorakaidepoikkileikkauksille, kotelopoikkileikkauksissa ja T-poikkileikkausten uumissa. [28]

$$k_c = 0,4 \cdot \left[ 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot (h/h^*) \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (45)$$

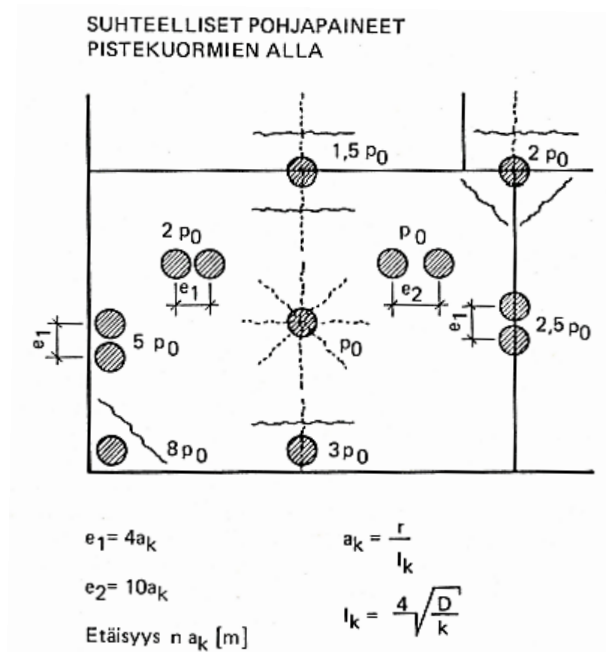
, jossa

- $\sigma_c$  on betonin keskimääräinen jännitys
- $k_1$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon normaalivoimien vaikutus jännitysten jakautumiseen
- $f_{ct,eff}$  on betonin vetolujuuden keskiarvo ajankohtana, jolloin halkeamien voidaan aikaisintaan odottaa muodostuvan.

Betonin keskimääräinen jännitys on  $\sigma_c = N_{Ed}/b/h$ . Kertoimena  $k_1$  käytetään arvoa  $2 \cdot h^*/(3 \cdot h)$ , kun on vetoa ja arvoa 1,5, kun on puristusta. Kerroin  $h^* = h$ , kun korkeus on alle 1 m, ja muuten  $h^* = 1,0$  m. Kertoimena  $f_{ct,eff}$  voidaan käyttää betonin vetolujuuden keskiarvoa  $f_{ctm}$ . [28]

## 4.9 Pohjapaine ja taipumat

Kun alustaa kuvataan Winkelerin mallilla, ja kuten kaavasta (2) nähdään, taipuma ja pohjapaine ovat suoraan verrannolliset. Kuvassa 19 esitetään pistekuorman aiheuttama pohjapaine  $p_0$  laatan keskellä ja siihen verrattavissa olevat suhteelliset pohjapaineet laatan reunalla, liikuntasaumassa, liikuntasauojen risteyksessä ja laatan nurkassa. [2]



**Kuva 19** Pohjapaineiden suhteelliset arvot laatan keskellä olevaan pistekuorman aiheuttamaan pohjapaineeseen  $p_0$  nähden [2].

Yllä olevasta kuvasta nähdään, että pohjapaineen suuruus laatan nurkassa on 8-kertainen verrattuna vastaavan pistekuorman aiheuttamaan pohjapaineeseen laatan keskellä. Tulokinnan mukaan myös taipuma kasvaa samassa suhteessa. Pohjapaine  $p_0$  laatan keskellä lasketaan kaavalla (46) [2].

$$p_0 = \frac{P}{8 \cdot l_k^2} [1 - a_k^2 \cdot (0,217 - 0,367 \cdot \log a_k)] \quad (46)$$

, jossa

- $P$  on pistekuorma laatan keskellä
- $l_k$  on elastinen jäykkyys säde soveltaen kaavaa (21)
- $a_k$  on suhteellisen kuormitusjakauma (kaava (30)).

Taipuma  $y$  laatan keskellä lasketaan kaavalla (47) [2].

$$y = \frac{P \cdot l_k^2}{8 \cdot D} \cdot [1 - a_k^2 \cdot (0,217 - 0,367 \cdot \log a_k)] \quad (47)$$

, jossa

- $P$  on pistekuorma laatan keskellä
- $l_k$  on suhteellinen jäykkyys säde laskettuna kaavalla (21)
- $D$  on kaavan (48) mukainen arvo
- $a_k$  on suhteellisen kuormitusjakauma (kaava (30)).

Suure  $D$  lasketaan kaavalla (48) [2].

$$D = \frac{E_{cm} \cdot d^3}{12} \quad (48)$$

, jossa

$E_{cm}$  on betonin keskimääräinen kimmokerroin

$d$  on laatan hyötykorkeus.

Kaavalla (46) laskettu pohjapaineen arvo on laatan keskellä. Sijainnin muuttuessa pohjapainetta muutetaan kuvan 19 kertoimia käyttäen. Samoin toimitaan kaavalla (47) lasketun taipuman kohdalla.

## 5. MAANVARAISEN LAATAN RAKENNELASKENTA

Rakennelaskenta tehdään kuvitteellisesta, mutta todellisen kohteen kaltaisesta maanvaraisesta lattiasta.

### 5.1 Kohdetiedot

Kohteeseen tulee maanvarainen lattia, ja se toivotaan toteutettavan harjatangoilla raudoitettuna. Kuitubetonia ei haluta käyttää. Kohteen pohjapinta-ala on n.  $75 \text{ m} \cdot 35 \text{ m}$ . Pohjapinta-alasta osa on kevyesti kuormitetussa toimistokäytössä. Osa lattiasta on raskaasti kuormitettua aluetta. Kohteen korjaamohalli on n.  $40 \text{ m} \cdot 35 \text{ m} = 1400 \text{ m}^2$ . Varasto-osan laajuus on n.  $160 \text{ m}^2$ .

Tilaajan ilmoittama haarukkatrukin taakka on  $1500 \text{ kg}$ . Kyseessä on FL2 luokan haarukkatrukki. Trukin tulee päästä liikkumaan sekä varastossa että korjaamohallissa. Kulkuaukkojen sijaintien takia truckki pääsee vapaasti myös laattojen nurkka-alueille. Trukissa on ilmakumipyörät.

Varaston tasainen muuttuva kuorma  $q_k = 20 \text{ kN/m}^2$ . Varaston pistekuormista tai kuormituspinta-aloista ei tiedetä, mutta kuormien ajatellaan olevan pieniä.

Korjaamohallissa on raskaiden ajoneuvojen aiheuttamaa liikennekuormaa. Tilaajan ilmoittama pyöräkuorma on  $80 \text{ kN}$  ja paripyörien kuormituspinta-alaksi on ilmoitettu  $0,2 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m}$ . Se vastaa RIL 144-1997 [47] ilmoitetun akselikuorman  $16 \text{ tn}$  puolikasta. Korjaamohallin tasainen muuttuva kuorma  $q_k = 28 \text{ kN/m}^2$ . Ajoneuvokuorma voi olla laatan reunoilla mutta ei nurkissa. Trukin ja ajoneuvon aiheuttamat pistekuormat voivat olla vierekkäin.

Korjaamohallissa on kaksi pitkää huoltomonttua hallin poikkisuunnassa, jotka estävät laatan vapaata kutistumista. Pitkiä lattiakaivoja  $155 \text{ mm} \cdot 4000 \text{ mm}$  tulee n.  $12 \cdot 20$  metrin ruudukolla. Liikuntasauvojen katsotaan olevan käytön kannalta huonoja sekä varastossa että korjaamohallissa. Sahasaumoja halutaan välttää.

Betonirakenteiden toteutusluokka on 2 ja toleranssiluokka on 1, joten  $K_{FI} = 1,0$ . Lattian katsotaan kastuvan ja kuivuvan jaksollisesti ja olevan suoloille altis. Lattian rasitusluokka XC4, XD3. Betonin kuivuttua lattian päälle valetaan kovabetonipinnoite  $30 \text{ mm}$ , jonka katsotaan suojaavan suolarasitukselta siten että se mm. voitaisiin huomioida yläpinnan suojabetonipeitepaksuudessa. Sitä ei kuitenkaan huomioida murtorajatilan kestävyystarkastelussa. Rasitusluokka XD3:n mukaan määräytyy betonin vähimmäislujuus C35/45

[45]. Kovabetonipinnoitetta käytettäessä ajatellaan, että lattiassa voidaan käyttää betonia C25/30.

Tilaajan ilmoittama lattiavahvuuden minimi on 200 mm. Kun käytetään kovabetonipinnoitetta, laattavahvuus on 230 mm.

Laatan kriittiset kohdat, kuten raskailla ajoneuvoilla kuljettavat oviaukot ja liikuntasaumut tuetaan. Ovien kohdalla laatta tuetaan sokkelien ja sen avulla nauha-anturan päälle. Liikuntasauvojen alle tehdään nauha-anturat. Näistä rakenteista laatta irrotetaan kaksinkertaisella muovikalvolla.

Lattiaan tulee lämmitys, jonka takia lattia lämmöneristetään kauttaaltaan. Lattialämmityksen takia eristeen tulee sijaita välittömästi laatan alla. Pohjarakennesuunnitelmassa sanotaan, että välittömästi maata vasten valettavien lattioiden alle on tehtävä kosteuden kapillaarisen nousun katkaiseva vähintään 0,3 m paksuinen kerros sepelistä # 6...8/16. Pohjarakennesuunnitelman mukaan alapohjat voidaan rakentaa maanvaraisina tiiviin moreenin tai kallion päälle tehtävän mursketäytön varaan. Pohjarakennesuunnitelmassa annetaan sallituksi pohjapaineeksi  $q \leq 275$  kPa, jonka sanotaan koskevan maanvaraisia anturaperustuksia.

## 5.2 Lähtötiedot rakennelaskentaan

Lähtökohtaisesti laatan alla käytetään XPS 300:aa. Keskialueilla eristeen paksuus on 70 mm ja reuna-alueilla 140 mm. Eristeen alle laitetaan kapillaarikatkoerros # 6...8/16. Mursketäyttöerros tehdään anturan alla olevan murskearinan ja lattian alla olevan kapillaarikerroksen välille. Kerrospaksuus tässä tapauksessa on tällöin n. 1,4 m. Kun tiivistetty täyttömaa on vähintään metrin paksuinen, se katsotaan perusmaaksi [2]. Oheisessa taulukossa 8 esitetään alustaluvun laskennassa käytetyt arvot.

**Taulukko 8** Lattian alusrakenteet.

	kerrospaksuus $h_i$ [m]	muodonmuutosmo- duuli $E_i$ [MN/m <sup>2</sup> ]	alustaluku $k_i$ [MN/m <sup>3</sup> ]
XPS 300	0,07	15	210
kapillaarikatko #6...8/16	0,3	40	130
mursketäyttö #0/32	> 1 m	300	300

Rakenteen alustaluku  $k$  lasketaan kaavaa (1) soveltaen. Alustaluvuksi saadaan  $k = 1 / (1 / 210 + 1 / 130 + 1 / 300) = 63$  [MN/m<sup>3</sup>] = 0,063 [N/mm<sup>3</sup>]. Suurimpana epävarmuutena edellisessä on kapillaarikatkoeroksen muodonmuutosmoduli, joka saatetaan mahdolli-

silla levykuormituskokeilla todeta suuremmaksi. Jos käytettäisiin muodonmuutosmodulia  $E = 300 \text{ MN/m}^2$ , niin rakenneosan alustaluvuksi saataisiin  $k_i = 1000 \text{ MN/m}^3$  ja koko rakenteen alustaluvuksi  $k = 110 \text{ MN/m}^3$ . Virhe voisi siis olla n. 75 %. Kohdan 2.1 ja kuvan 1 mukaan maksimivirhe laatan paksuudessa voisi olla n. 7,5 %.

Valettaessa eristeen päälle suojabetonivaatimus  $c_{nom} = 22 \text{ mm}$ , kun  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$  ja käytetään harjaterästä T12. Päätetään käyttää suojabetonia  $c_{nom} = 25 \text{ mm}$ . Yläpinnan suojabetonivaatimus on  $c_{nom} = 50 \text{ mm}$ .

### 5.3 Saumattoman maanvaraisen laatan mitoitus

Jos laatta ei pääse vapaasti kutistumaan tai kun liikuntasaumaväli on suuri, eikä kutistumasaumoja ole niin maanvarainen laatan teräsmäärässä huomioidaan kutistuman vaatima raudoitus. Mitoituksen periaatteena on, että laatan valitun raudoituksen vetokestävyys on suurempi kuin betonin vetokestävyys [2].

Laatta ajatellaan saumattomana maanvaraisena laattana, vaikkakaan täysin liikuntasaumattomana lattiaa ei toteuteta. Suurimmaksi kerralla valettavaksi alueeksi määritellään n.  $25 \times 17,5 \text{ m}^2$ . Valualueet rajataan liikuntasaumalaitteilla, mutta kutistumia keskittäviä sahasaumoja ei tehdä. Lattiavaluun kiinnitetyt huoltomontut estävät osalla valualueista vapaan kutistuman, joten myös se puoltaa laatan käsittelemistä saumattomana.

Sijoitetaan kaavaan (10)  $k_1 = 1,0$ ,  $k_2 = 1,0$ ,  $f_{ctm} = 2,6 \text{ N/mm}^2$ ,  $A_c = 1000 \cdot 200 \text{ mm}^2$  ja  $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ . Käytettäessä betonia C25/30 ja laattapaksuutta 200 mm saadaan vaadittavaksi teräsmääräksi  $1300 \text{ mm}^2/\text{m}$ . Raudoitus T12 k170 molemmissa pinnoissa vastaa raudoitusta  $1329 \text{ mm}^2/\text{m}$ . Pintaa kohti raudoitusta on  $665 \text{ mm}^2/\text{m}$ . Ylilujuutta koetetaan välttää määräämällä laadunarvosteluiäksi 91 vrk.

Jos laatta ajateltaisiin kutistumasaumallisena, niin ideaalitilanteessa raudoitusta kutistumaa vastaan ei tarvittaisi. Tällöin kutistumasaumoja tulisi olla riittävän tiheässä, jotta pääosa kutistumasta keskittyisi niihin. Lisäksi kutistuman tulisi voida tapahtua mahdollisimman kitkattomasti. Koska kutistuma ei voi tapahtua täysin kitkatta, täytyy laatta raudoittaa vetovoimia vastaan kuten kutistumasaumaton laattakin. Laskenta pitäisi voida tehdä vastaavasti kuten yllä. Kaava (10) ei kuitenkaan huomioi millään tavalla valukentän kokoa. Laskenta pitäisi tehdä suoraan käyttörajatilassa kuten kohdassa 5.6, mutta esimerkkilaskelmaan nähden pienemmillä valualueen koilla.

### 5.4 Lävistyslaskenta

#### 5.4.1 Lähtötiedot lävistyslaskentaan

Laatan alustavaksi paksuudeksi arvioidaan 200 mm ja rauditusmääräksi edellisessä kohdassa todettu raudoitus.



FL2 luokan trukin staattinen akselikuorma  $Q_{k,trukki} = 40$  kN ja ilmarenkaisen trukin dynaaminen suurennuskerroin  $\varphi = 1,4$ . Kaavaan (3) sijoittamalla saadaan  $Q_{k,dyn} = 56$  kN. Pyöräkohtainen kuorma on puolet edellisestä. Kuormituspinta-ala on  $0,2 \cdot 0,2$  m<sup>2</sup>, raideleveys ja pistekuormien välinen etäisyys on 0,95 m. Ajoneuvon pyöräkuorma on tilaajan ilmoituksen perusteella  $Q_{k,pyörä} = 80$  kN, joka vaikuttaa  $0,2 \cdot 0,6$  m<sup>2</sup> pinta-alalla. Tässä tapauksessa lävistysmitoituksessa tutkitaan kahta erillistä tapausta: trukin aiheuttamaa pistekuormaa ja raskaan ajoneuvon aiheuttamaa pistekuormaa. Pistekuormat voivat sijaita myös vierekkäin, mutta tällöin kuorman lisäksi myös lävistävä piiri kasvaa huomattavasti.

### 5.4.2 Lävistyskestävyys

Lasketaan lävistyskestävyyttä, kun kuormana on raskaan ajoneuvon pyöräkuorma  $0,2 \cdot 0,6$  m<sup>2</sup>. Kohdan 4.5.1 kaavan (14) mukaan saadaan raudoitussuhde  $\rho_l$ .

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} + \rho_{lz}} \leq 0,02$$

$$\rho_l = \sqrt{\frac{665}{200 \cdot 1000} + \frac{665}{200 \cdot 1000}} \approx 0,00333 \leq 0,02$$

Kaavaan (13) sijoittamalla saadaan kerroin  $k$ .

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{157}} \approx 2,13 \Rightarrow k = 2,0$$

Kaavaan (12) sijoittamalla saadaan kerroin  $C_{Rd,c}$ .

$$C_{Rd,c} = \frac{0,3}{\gamma_c} \cdot \frac{(D/d + 1,5)}{(D/d + 4)}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,3}{1,5} \cdot \frac{((200 \cdot 600)^{0,5}/157 + 1,5)}{((200 \cdot 600)^{0,5}/157 + 4)} \approx 0,119$$

Kaavaan (11) sijoittamalla saadaan lävistyskestävyyden mitoitusarvo  $v_{Rd,c}$ .

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp})$$

$$v_{Rd,c} = 0,119 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,00333 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \geq 0$$

$$v_{Rd,c} = 0,482 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Tarkastuspiirin pituus keskialueella pituus etäisyydellä  $2d$  raskaan ajoneuvon pyörän reuna on  $u = 3573$  mm. Lävistyskestävyydeksi keskialueella saadaan  $V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot u \cdot d \approx 270$  kN. Vastaavasti saadaan reuna-alueella  $V_{Rd,c} \approx 151$  kN, kun  $u = 1986$  mm.

### 5.4.3 Lävistävä voima ja käyttöaste

Lasketaan lävistävää voimaa, kun kuormana on raskaan ajoneuvon pyöräkuorma 80 kN ja kuormituspinta-ala  $A = 0,2 \cdot 0,6$  m<sup>2</sup>. Kaavaan (21) sijoittamalla saadaan suhteellinen jäykkyys säde  $l$ .

$$l = \left[ \frac{E_{cm} \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot k} \right]^{0,25} = \left[ \frac{31\,000 \cdot 200^3}{12 \cdot (1 - 0,2^2) \cdot 0,0644} \right]^{0,25} \approx 760 \text{ [mm]}$$

Laskennassa on käytetty laatan korkeutta  $h = 200$  mm ja suppeumalukua  $\nu = 0,2$ , jota käytetään halkeilemattomalle betonille. Kun kuorman jakautumista selvitetään by 45:n mukaan, laskennassa käytetään elastista jäykkyys sädettä. Tällöin laatan jäykkyyttä lasketaan käyttämällä tehollista korkeutta  $d$  ja suppeumalukua  $\nu = 0$ . Korkeuden muutoksilla on suppeumaluvun muutoksiin nähden suurempi merkitys suhteelliseen jäykkyys säteeseen. Näin ollen laatasta tulisi löysempi ja kuorman jakautuminen olisi vähäisempää. Siitä seuraisi se, että lävistävä kuorma pienenis, koska  $2d$  rajaaman alueen sisällä olisi enemmän kokonaiskuormasta vähennettävää pohjapainetta. Vastaavasti kaavasta nähdään, että alustan jäykkyyttä kasvattamalla suhteellinen jäykkyys säde pienenis ja näin ollen myös lävistävä voima pienenis.

Kaavaan (19) sijoittamalla saadaan  $R_p$ . Raskaan ajoneuvon pyöräkuorman leveyttä ei voida täysimääräisenä hyödyntää ehdon  $a \leq 0,2 \cdot l$  takia, joten  $y = 290$  mm. Keskimääräinen tehollinen korkeus  $d = 200 - 25 - 12 = 163$  [mm].

$$R_p = 1,4 \cdot \left( \frac{d}{l} \right)^2 \cdot P + 0,47 \cdot (x + y) \cdot \frac{d \cdot P}{l^2}$$

$$R_p = 1,4 \cdot \left( \frac{163}{760} \right)^2 \cdot 80 + 0,47 \cdot (200 + 290) \cdot \frac{163 \cdot 80}{760^2} = 10,3 \text{ [kN]}$$

Saadaan laatan keskialueella lävistävä voima  $V_{k,red} = 80,0 \text{ kN} - 10,3 \text{ kN} = 69,7 \text{ kN}$ . Murtorajatilassa  $V_{Ed,red} = 1,5 \cdot V_{k,red} = 105 \text{ kN}$ , kun käytetään eurokoodin mukaisia varmuuskertoimia.

Kaavaan (20) sijoittamalla saadaan  $R_{cp}$ .

$$R_{cp} = 2,4 \cdot \left( \frac{d}{l} \right)^2 \cdot P + 0,8 \cdot (2y + x) \cdot \frac{d \cdot P}{l^2}$$

$$R_{cp} = 2,4 \cdot \left( \frac{163}{760} \right)^2 \cdot 80 + 0,8 \cdot (2 \cdot 290 + 200) \cdot \frac{163 \cdot 80}{760^2} = 22,9 \text{ [kN]}$$

Laatan reuna-alueella lävistävä voima  $V_{k,red} = 80,0 \text{ kN} - 22,9 \text{ kN} = 57,1 \text{ kN}$ . Murtorajatilassa  $V_{Ed,red} = 1,5 \cdot V_{k,red} = 85,7 \text{ kN}$ .

Vertaamalla lävistävää voimaa ja lävistyskestävyyttä saadaan ajoneuvokuormalle keskialueella lävistysmitoituksen käyttöasteeksi 39 %. Reuna-alueella lävistysmitoituksen käyttöasteeksi saadaan 57 %.

Vastaavasti laskemalla saadaan trukkikuormalle keskialueella lävistysmitoituksen käyttöasteeksi 20 %. Reuna-alueella lävistysmitoituksen käyttöasteeksi saadaan 30 %.

## 5.5 Taivutusmitoitus

Laatan korkeus on 200 mm ja suojabetonipaksuus alapinnassa on 25 mm. Raudoituksena käytetään T12 k170 molemmissa pinnoissa molempiin suuntiin. T12 k170 vastaa teräsmäärää  $A_s = 665 \text{ mm}^2/\text{m}$ . Tavanomaisilla teräsbetonilaatan taivutuskestävyyden laskentakaavoilla saadaan  $M_{Rd} = 44,5 \text{ kNm/m}$ , kun tehollinen korkeus keskimäärin on  $d = 163 \text{ mm}$ .

Lasketaan taivutusmomenttien arvot, kun kuormana on raskaan ajoneuvon pyöräkuorma  $P = 80 \text{ kN}$  yksittäin ja kahden metrin etäisyydellä toisistaan. Lisäksi lasketaan taivutusmomenttien arvot, kun kuormana on trucki. Laskenta tehdään sekä yhdelle pistekuormalle että kahdelle pistekuormalle, kun kuormapisteen etäisyys on 0,95 m.

Elastinen jäykkyys säde  $l_k$  saadaan kaavaa (21) soveltamalla.

$$l_k = \left[ \frac{E_{cm} \cdot d^3}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot k} \right]^{0,25} = \left[ \frac{31000 \cdot 163^3}{12 \cdot (1 - 0^2) \cdot 0,0644} \right]^{0,25} = 645 \text{ [mm]}$$

Kaavaan (30) sijoittamalla saadaan suhteellinen kuormitusjakauma  $a_k$ , kun kuormana on raskaan ajoneuvon pyöräkuorma pinta-alalla  $A = 0,2 \cdot 0,6 \text{ m}^2$ .

$$a_k = \frac{r}{l_k} = \frac{\sqrt{\frac{200 \cdot 600}{\pi}} + \frac{200}{2}}{645} = 0,458$$

Sijoittamalla kaavoihin (31), (32), (35) ja (36)  $P = 80,0 \text{ kN}$  ja  $a_k = 0,458$  saadaan taulukon (9) mukaiset taivutusmomenttien arvot laskentapisteissä 1 ja 3. Tässä tapauksessa kuormitus pisteissä 2, 4 ja 5 ei ole mahdollinen, joten taivutusmomenttien arvoja ei ole mainituissa pisteissä laskettu.

**Taulukko 9** Taivutusmomentit pisteissä 1 ja 3, kun kuormana on raskas ajoneuvo, yksi pistekuorma  $P = 80 \text{ kN}$ .

taivutusmomentin laskentapiste (kuva 16)	$M_{max} [\text{kNm/m}]$	$M_{min} [\text{kNm/m}]$
1	$M_{k,max} = 10,2$ $M_{d,max} = 15,3$	$M_{k,min} = -1,60$ $M_{d,min} = -2,40$
2	-	-
3	$M_{k,max} = 17,8$ $M_{d,max} = 26,7$	$M_{k,min} = -5,28$ $M_{d,min} = -7,92$
4	-	-
5	-	-

Pistekuorma  $P = 80 \text{ kN}$  on akselikuorman puolikas [47]. Kun kuormituspisteiden välisenä etäisyytenä  $s$  käytetään raideleveyttä  $2,0 \text{ m}$  saadaan suhteeksi  $n = s/a_k = 4,37$ . Se vastaa likimain kuvan 17 tapausta B, jossa pistekuormien etäisyys on  $4 \cdot a_k$ . Positiivisen taivutusmomentin suuruus laatan keskellä on tällöin  $1,05$ -kertainen. Negatiiviseksi momentiksi saadaan  $-0,27 \cdot M_0$ , kun  $M_0$  lasketaan kaavalla (31). Taivutusmomenttien arvot kahden pistekuorman vaikuttaessa etäisyydellä  $4 \cdot a_k$  on esitetty taulukossa 10.

**Taulukko 10** Taivutusmomentit, kun pistekuormien etäisyys on  $4 \cdot a_k \approx 2,0 \text{ m}$  ja kuormana on raskas ajoneuvo, kaksi samansuuruista pistekuormaa  $P = 80 \text{ kN}$ .

taivutusmomentin laskentapiste (kuva 16)	$M_{max} [\text{kNm/m}]$	$M_{min} [\text{kNm/m}]$
1	$M_{k,max} = 10,7$ $M_{d,max} = 16,1$	$M_{k,min} = -2,89$ $M_{d,min} = -4,34$
2	Eivät ole luotettavasti ratkaistavissa käsinlaskentamenetelmin.	
3		
4		
5		

Kun kaksi vierekkäistä pistekuormaa on muualla kuin laatan keskellä, ei käsinlaskentamenetelmiä momentin ratkaisemiseksi ole. Tässä esimerkissä tapausten ratkaiseminen ei ole tosin edes tarpeen, koska sellaisia kuormitustapauksia ei ole. Todetaan, että kaksi samansuuruista pistekuormaa ei juuri lisää positiivista taivutusmomenttia, kun kuormien välinen etäisyys on  $4 \cdot a_k \approx 2,0 \text{ m}$ . Sen sijaan negatiivinen taivutusmomentti – veto laatan yläpinnassa – kasvaa n. 80 %.

Kaavaan (30) sijoittamalla saadaan suhteellinen kuormitusjakauma  $a_k$ , kun kuormana on trukin pyöräkuorma pinta-alalla  $A = 0,2 \cdot 0,2 \text{ m}^2$ .

$$a_k = \frac{r}{l_k} = \frac{\sqrt{\frac{200 \cdot 200}{\pi}} + \frac{200}{2}}{645} = 0,330$$

Sijoittamalla kaavoihin (31), (32), (35) ja (36)  $P = 28 \text{ kN}$  ja  $a_k = 0,336$  saadaan taulukon (11) mukaiset taivutusmomenttien arvot laskentapisteissä 1 ja 3. Tässä tapauksessa kuormitus pisteissä 2, 4 ja 5 ei ole mahdollinen, joten taivutusmomenttien arvoja ei ole mainituissa pisteissä laskettu.

**Taulukko 11** Taivutusmomentit pisteissä 1 ja 3, kun kuorman on trukki, yksi pistekuorma  $P = 28 \text{ kN}$ .

taivutusmomentin laskentapiste (kuva 16)	$M_{max} [\text{kNm/m}]$	$M_{min} [\text{kNm/m}]$
1	$M_{k,max} = 4,41$ $M_{d,max} = 6,62$	$M_{k,min} = -0,56$ $M_{d,min} = -0,84$
2	-	-
3	$M_{k,max} = 8,08$ $M_{d,max} = 12,1$	$M_{k,min} = -1,85$ $M_{d,min} = -2,77$
4	-	-
5	-	-

Kun pistekuormien välisenä etäisyytenä  $s$  käytetään raideleveyttä  $0,95 \text{ m}$  saadaan suhteeksi  $n = s/a_k = 2,8$ . Se ei ole mikään kuvan 17 tapauksista. Koska momenttien lineaarinen interpoloinnilla ei saada luotettavaa tulosta, tutkitaan tapausta C. Siinä pistekuormien etäisyys on  $2 \cdot a_k$ . Positiivisen taivutusmomentin suuruus laatan keskellä on tällöin 1,4-kertainen. Negatiiviseksi momentiksi saadaan  $-0,3 \cdot M_0$ , kun  $M_0$  lasketaan kaavalla (31). Taivutusmomenttien arvot kahden pistekuorman vaikuttaessa etäisyydellä  $2 \cdot a_k$  on esitetty taulukossa 12.

**Taulukko 12** Taivutusmomentit, kun pistekuormien etäisyys on  $2 \cdot a_k$  ja kuormana on trukki, kaksi saman suuruista pistekuormaa  $P = 28 \text{ kN}$ .

taivutusmomentin laskentapiste (kuva 16)	$M_{max} [\text{kNm/m}]$	$M_{min} [\text{kNm/m}]$
1	$M_{k,max} = 6,18$ $M_{d,max} = 9,27$	$M_{k,min} = -1,85$ $M_{d,min} = -2,78$
2	Eivät ole luotettavasti ratkaistavissa käsinlaskentamenetelmin.	
3		
4		
5		

Todetaan, että positiivisten taivutusmomenttien arvot kasvavat 40 % yksittäiseen piste-kuormaan nähden laskentapisteessä 1, kun kaksi pistekuormaa ovat etäisyydellä  $2 \cdot a_k$ . Tässä tapauksessa ja tässä laskennassa käytetyillä parametreilla  $2 \cdot a_k$  vastaa mittaa 0,68 m, joka on pienempi kuin todellinen raideleveys. Negatiivinen taivutusmomentti pisteessä 1 kasvaa 230 %. Tässä esimerkissä olisi tarpeellista tietää trukin aiheuttama taivutusmomentti myös laskentapisteessä 3 (kuva 16). Käsinelaskennalla luotettavaa arvoa ei kyseisessä pisteessä ole ratkaistavissa. Kun akselin dynaamisen kokonaiskuorman ominaisarvo on 56 kN, voitaisiin taulukon 11 laskentapisteen 3 arvot kaksinkertaistaa. Tällöin kuormapisteen etäisyyttä ei kuitenkaan tulisi huomioitua ja tulos olisi yliverma. Kaksinkertaistamalla taulukon 11 laskentapisteen 3 taivutusmomentit saadaan positiivisiksi momenteiksi  $M_{kmax} = 16,1$  kNm/m ja  $M_{dmax} = 24,2$  kNm/m.

Todetaan että laatan taivutuskapasiteetti riittää hyvin. Määrävin laskettavissa oleva taipaus on taulukon 9 laskentapiste 3  $M_{d,max} = 26,7$  kNm/m. Kestävyyden ollessa 44,2 kNm/m saadaan käyttöasteeksi taivutukselle murtorajatilassa saadaan 60 %.

## 5.6 Halkeilumitoitus

Siitä huolimatta, että laatan teräsmäärä on mitoitettu kutistumaa vastaa, tulee halkeamataarkastelu tehdä. Laskennassa huomioidaan käyttörajan tilan momentti ja laatan normaali-voimat.

Lasketaan alapinnan halkeamisleveyttä. Suurin käyttörajan tilan positiivinen momentti saadaan taulukon 9 laskentapistestä 3  $M_{k,max} = 17,8$  kNm/m.

Aikavaikutuskerroin  $k_t$  saadaan kaavalla 9. Lämpötilaeroista ei aiheudu lyhenemää, joten  $\Delta L_I = 0$ . Hyötykuormituksen oletetaan alkavan 91 vrk:n jälkeen, joka on tässä tapauksessa myös betonin laadunarvosteluikä. SFS-EN 1992-1-1 liitteen B mukaisella laskennalla saadaan kutistumaksi  $\Delta L_2 = 3,95$  mm ajanjaksolla 91...18 000 vrk, kun  $L_x = 12,5$  m ja  $f_{ck} = 25$  N/mm<sup>2</sup>.

$$k_t = \frac{\Delta L_1 + \Delta L_2}{\Delta L} \leq 1,0$$

$$k_t = \frac{0 + 3,95}{1,5} = 2,63 \Rightarrow k_t = 1,0$$

Keskeinen vetovoima  $N_k$  saadaan kaavalla (8). Suurimman laattakentän sivumitta on n. 25 m ja laatta pääsee ko. kentässä kutistumaan vapaasti. Tällöin kaavan (8)  $L_x = 0,5 \cdot L$ . Pysyvä kuorma on  $g = 5$  kN/m<sup>2</sup> sisältäen omapainon. Hyötykuorman pitkäaikaisosuus  $q = 28$  kN/m<sup>2</sup>, kun kerroin  $\psi = 1,0$ . Kitkakerroin  $\mu_F = 1,0$ .

$$N_k = (g + k_t \cdot q) \cdot L_x \cdot \mu_F$$

$$N_k = (5 + 1 \cdot 28) \cdot 12,5 \cdot 1 = 412,5 \text{ [kN/m]}$$

Kitkakertoimen arvona  $\mu_F$  on käytetty arvoa, jota voidaan käyttää, kun laatta valetaan solumuovieristeen päälle [2].

Suurin sallittu teräsännitys rajataan arvoon  $500 \text{ N/mm}^2$ . Taivutuksesta syntyvä teräsännitys lasketaan tavanomaisesti jakamalla momentti  $M_{k,max}$  sisäisen momenttivarren  $z$  ja teräsmäärän  $A_s$  tulolla,  $\sigma_{s,m} = M_{k,max}/z/A_s$ . Saadaan taivutuksesta syntyvä teräsännitys  $\sigma_{s,m} \approx 150 \text{ N/mm}^2$ . Syntyneeseen jännitykseen summataan pakkovoimien aiheuttamasta vedosta syntyvä jännitys  $\sigma_{s,t} = N_k/2/A_s$ , kun oletetaan, että puolet vedosta siirtyy toisen pinnan teräksille. Saadaan vedosta syntynyt jännitys  $\sigma_{s,t} = 255 \text{ N/mm}^2$ . Kokonaisjännitykseksi saadaan  $\sigma_s = 405 \text{ N/mm}^2 < 500 \text{ N/mm}^2$ , kun  $A_s = 807 \text{ mm}^2/\text{m}$ , joka vastaa raudoitusta T12 k140. Todetaan, että pakkovoimista syntyvä teräsännitys on taivutuksesta syntyvää teräsännitystä merkittävämpi.

Kaavalla (42) saadaan kerroin  $\rho_{p,eff}$ .

$$\begin{aligned}\rho_{p,eff} &= A_s/A_{c,eff} \\ \rho_{p,eff} &= 807/47\,628 = 0,0170\end{aligned}$$

Keskimääräinen teräs- ja betonivenymän erotus suurimman halkeamavälin matkalla lasketaan kaavalla (43).

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff}/\rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \\ \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{405 - 0,4 \cdot 2,56/0,0170 \cdot (1 + 19,1 \cdot 0,0170)}{200\,000} = 0,00163 \\ \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &\geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \cdot \frac{405}{200\,000} = 0,00125 \Rightarrow \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,00163\end{aligned}$$

Kertoimena  $k_t$  on käytetty kerrointa 0,4, joka on pitkäaikaikuormille. Kertoimena  $f_{ct,eff}$  on käytetty betonin vetolujuuden keskiarvoa  $f_{ctm}$ , joka on lujuusluokan C25/30 betonilla  $2,56 \text{ N/mm}^2$ .

Kun raudoituksen jakoväli on enintään  $5 \cdot (c + \phi/2) = 5 \cdot (37 + 12/2) = 215 \text{ [mm]}$ , niin halkeamaväli  $s_{r,max}$  lasketaan kaavalla (41).

$$\begin{aligned}s_{r,max} &= k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff} \\ s_{r,max} &= 3,4 \cdot 37 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,4 \cdot 12 / 0,0170 = 239 \text{ [mm]}\end{aligned}$$

Venymäjakauman huomioivan kertoimen  $k_2$  on käytetty kerrointa 0,5, jonka arvo taivutukselle on  $k_2 = 0,5$ . Pelkälle vedolle käytettäisiin arvoa  $k_2 = 1,0$ .

Kaavaan (39) sijoittamalla saadaan halkeamaleveys  $w_k$ .

$$\begin{aligned}w_k &= s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \\ w_k &= 239 \cdot 0,00163 = 0,390 \text{ [mm]}\end{aligned}$$

Halkeamaleveys  $w_k = 0,390$  mm voidaan alapinnassa sallia.

Yläpinnan halkeamaleveystarkastelu tehdään vastaavavilla kaavoilla kuin edellä. Laatan yläpinnassa on kovabetonipinnoite, jonka paksuus on 30 mm. Pinnoitetta hyödynnetään suojabetonia laskettaessa. Rasitusluokan XD3 suojabetonivaatimus on 50 mm. Halkeamaleveys halutaan tietää valmiin betonipinnan yläpinnassa. Laskennassa käytetään keskimääräistä suojabetonipeitettä  $c = 62$  mm ja laatan korkeutta  $h = 200 + 30$  mm. Tällöin tehollinen korkeus keskimäärin on  $d = 168$  mm. Itseisarvoltaan suurin käyttörajatilan negatiivinen momentti saadaan taulukon 9 laskentapisteestä 3  $M_{kmin} = -5,28$  kNm/m. Raudoituksella T12 k90,  $A_s = 1256$  mm<sup>2</sup>/m teräsjännitykseksi saadaan 193 N/mm<sup>2</sup>, jolloin halkeamaleveys kovabetonipintauksen yläpinnassa kaavoilla (39), (41), (42) ja (43) laskettuna on  $w_k = 0,193$  mm. Se täyttää rasitusluokan XD3 raja-arvon  $w_{max} = 0,2$  mm.

Laatan siirtymän ollessa estetty taivutuksesta aiheutuu poikkileikkaukseen puristusta laatan pyrkiessä pitenemään. Voiman suunta on vastakkainen estetystä kutistumasta syntyvään vetovoimaan. Edellä olevassa laskennassa taivutuksesta ja kutistumasta syntyneet vetovoimat on summattu, joten voidaan todeta, että halkeilumitoituksen varmuus on riittävä.

## 5.7 Pohjapaine ja taipumat

Lasketaan taipumien ja pohjapaineiden arvot, kun kuormana on raskaan ajoneuvon pyöräkuorma  $P = 80$  kN yksittäin ja kahden metrin etäisyydellä toisistaan. Lisäksi lasketaan taipumien ja pohjapaineiden arvot, kun kuormana on trucki. Taipuma ja pohjapaine lasketaan laatan keskellä, jonka jälkeen niitä korotetaan kuvan 19 kertoimilla. Taipumat ja pohjapaineet kasvavat toisiinsa nähden samassa suhteessa.

Kaavaan (46) sijoittamalla saadaan pistekuormasta syntyvä pohjapaineen  $p_0$  arvo laatan keskellä yhdellä pistekuormalla  $P = 80$  kN.

$$p_0 = \frac{P}{8 \cdot l_k^2} [1 - a_k^2 \cdot (0,217 - 0,367 \cdot \log a_k)]$$

$$p_0 = \frac{80}{8 \cdot 0,645^2} [1 - 0,458^2 \cdot (0,217 - 0,367 \cdot \log 0,458)] = 22,3 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Kaavaan (48) sijoittamalla saadaan suure D.

$$D = \frac{E_{cm} \cdot d^3}{12}$$

$$D = \frac{31\,000 \cdot 163^3}{12} = 11,2 \cdot 10^9 \text{ [Nmm]} = 11200 \text{ [kNm]}$$

Kimmokertoimen  $E_{cm}$  [MPa] on käytetty betonin lujuusluokan C25/30 kimmokertoimen arvoa.



Kaavaan (47) sijoittamalla saadaan taipuma  $y$  laatan keskellä.

$$y = \frac{P \cdot l_k^2}{8 \cdot D} \cdot [1 - a_k^2 \cdot (0,217 - 0,367 \cdot \log a_k)]$$

$$y = \frac{80 \cdot 0,645^2}{8 \cdot 11200} \cdot [1 - 0,458^2 \cdot (0,217 - 0,367 \cdot \log 0,458)]$$

$$y = 0,3 \cdot 10^{-3} \text{ [m]} = 0,3 \text{ [mm]}$$

Elastinen jäykkyysräde  $l_k$  ja suhteellinen kuormitusjakauma  $a_k$  on laskettu taivutusmitoituksen yhteydessä kohdassa 5.5. Nähdään, että kuorman sijaitessa laatan keskellä taipuma on pieni. Taulukossa (13) esitetään pistekuorman ja taipuman suuruudet kuvan 19 laskentapisteissä, kun kuormana on raskas ajoneuvo.

**Taulukko 13** Taipumat ja pohjapaineet, kun kuormana on raskas ajoneuvo

	kuorman sijainti	pistekuorman aiheuttama		kokonais-pohjapaine $\Sigma p$ [kPa]
		-taipuma $y$ [mm]	-pohjapaine $p$ [kPa]	
yksi pistekuorma $P = 80 \text{ kN}$	keskellä	0,3	22,3	27,3
	vapaalla reunalla	$3 \cdot 0,3 = 0,9$	$3 \cdot 22,3 = 66,9$	71,9
kaksi pistekuormaa $P = 80 \text{ kN}$ etäisyydellä $e_l$	keskellä	$2 \cdot 0,3 = 0,6$	$2 \cdot 22,3 = 44,6$	49,6
	vapaalla reunalla	kuormitustapaus ei ole mahdollinen		

Pistekuorma  $P = 80 \text{ kN}$  on telikuorman puolikas. Sen sijainti kuvassa 19 esitetyn mukaisesti laatan reunalla ei ole mahdollista. Kokonaispohjapaine on laatan omapainon  $5 \text{ kN/m}^2$  ja pistekuorman aiheuttaman pohjapaineen summa. Laatalle on myös tasainen hyötykuorma  $28 \text{ kN/m}^2$ , joka ei kuitenkaan ole samanaikaisesti pistekuorman kanssa.

Kaavaan (46) sijoittamalla saadaan pistekuormasta syntyvä pohjapaineen  $p_0$  arvo laatan keskellä yhdellä pistekuormalla  $P = 28 \text{ kN}$ .

$$p_0 = \frac{P}{8 \cdot l_k^2} [1 - a_k^2 \cdot (0,217 - 0,367 \cdot \log a_k)]$$

$$p_0 = \frac{28}{8 \cdot 0,634^2} [1 - 0,336^2 \cdot (0,217 - 0,367 \cdot \log 0,336)] = 8,03 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Kaavaan (47) sijoittamalla saadaan taipuma  $y$  laatan keskellä yhdellä pistekuormalla  $P = 28 \text{ kN}$ .

$$y = \frac{P \cdot l_k^2}{8 \cdot D} \cdot [1 - a_k^2 \cdot (0,217 - 0,367 \cdot \log a_k)]$$

$$y = \frac{28 \cdot 0,645^2}{8 \cdot 11200} \cdot [1 - 0,330^2 \cdot (0,217 - 0,367 \cdot \log 0,330)]$$

$$y = 0,1 \cdot 10^{-3} \text{ [m]} = 0,1 \text{ [mm]}$$

Elastinen jäykkyys säde  $l_k$  ja suhteellinen kuormitusjakauma  $a_k$  on laskettu taivutusmitoituksen yhteydessä kohdassa 5.5. Kuorman pienentyessä taipuma luonnollisesti pienenee entisestään. Taulukossa (14) esitetään pistekuorman ja taipuman suuruudet kuvan 19 las-  
kentapisteissä, kun kuormana on trucki.

**Taulukko 14** Taipumat ja pohjapaineet, kun kuormana on trucki

	kuorman sijainti	pistekuorman aiheuttama		kokonais- pohjapaine $\Sigma p$ [kPa]
		-taipuma $y$ [mm]	-pohjapaine $p$ [kPa]	
yksi pistekuorma $P = 28 \text{ kN}$	keskellä	0,1	8,03	13,3
	vapaalla reunalla	$3 \cdot 0,1 = 0,3$	$3 \cdot 8,03 = 24,1$	29,1
kaksi pistekuormaa $P = 28 \text{ kN}$ etäisyydellä $e_l$	keskellä	$2 \cdot 0,1 = 0,2$	$2 \cdot 8,03 = 16,1$	21,1
	vapaalla reunalla	$5 \cdot 0,1 = 0,5$	$5 \cdot 8,03 = 40,1$	45,1

Taulukoista 13 ja 14 nähdään, että taipumien arvot ovat jokaisessa tapauksessa erittäin pienet. Suurin pohjapaineen arvo on reunalla  $p = 71,9 \text{ kPa}$ , joka mitoittaa laatan alla olevan eristeen. Eristeenä voidaan käyttää XPS 300:aa, jonka pitkäaikainen puristuslujuus on  $130 \text{ kPa}$  [2].

## 5.8 Lopputulos

Laatan rauditusmäärä määräytyi käyttörajatilamitoituksen – halkeiluvaatimusten – mukaan. Rasitusluokan XC4, XD3 halkeamaraja on  $0,2 \text{ mm}$  ja suojabetonivaatimus  $50 \text{ mm}$  [45]. Tästä seuraa se että  $25 \times 17,5 \text{ m}^2$  laattakentän alueella tarvitaan yläpintaan rauditus T12 k90. Alapinnan rauditukseksi saatiin T12 k140, kun sinne sallitaan suurempi halkeamaleveys. Teräsmäärä on kokonaisuudessaan maanvaraiseen laattaan suuri. Käytännössä sitä voitaneen helposti pienentää vain lisäämällä liikuntasauvoja tai lieventämällä halkeiluvaatimuksia. By 45:n halkeamaleveysluokassa II halkeamaraja on  $1,0 \text{ mm}$ . Hal-

keamaleveysluokkaa II käytetään, kun vaatimustaso on normaali ja esimerkiksi teollisuuslattioille ja pinnoitettaville lattioilla [2]. Halkeamaraja 1,0 mm ei täytä eurokoodin kantavien rakenteiden vaateita, jos rasitusluokka on rasitusluokkaa XC1 vaativampi. Maanvarainen lattia tulee suunnitella kantavana, jos laatalle kohdistuu esimerkiksi tuotanto- tai varastorakennuksessa raskaita hyötykuormia tai ajoneuvojen tai varastohyllyjen pistekuormia [24]. Tällöin myös standardien halkeiluleveysvaatimusten tulee täyttyä.

## 6. POHDINTA

Alustaluvun suuruudella on laatan mitoituksen kannalta merkitystä. Kuitenkaan pienet virheet alustaluvussa eivät juuri vaikuta laattavahvuuteen tai laatan teräsmäärään. Alustaluvun määrittämiseen liittyy epävarmuuksia. Esimerkiksi karkean soran alustaluku on  $150 - 250 \text{ MN/m}^3$ , joten hajonta on suuri. Lisäksi tavanomaiselle salaojasoralle ei kirjallisuudesta löydy muodonmuutosmoduulin arvoa, josta alustaluku voitaisiin määrittää. Alustaluvun suuruusluokan tulisi olla kohdallaan ja ainakin suuntaa antavat maaperätiedot tulisi olla olemassa suunnittelun tueksi. Varsinkin kun lattiapinta-alat ovat laajoja, voisi olla perusteltua ennakkokokein mitata perusmaan alustaluku ja rakennustyön edetessä myös täyttökerrosten ominaisuuksia.

Käsinlaskennalla ei voida tarkastaa taivutuskestävyyttä, kun pistekuormia on kolme tai kun pistekuormat ovat keskenään eri suuret. Tällaisia tapauksia voisi syntyä esimerkiksi trukin kulkiessa varastohyllyn jalan ohi. Esimerkkilaskenta tehtiin Excelillä. Taulukkolaskennan lisäksi muuta laskentaa ei tässä tutkimustyössä tehty. Ratkaisu mitoitusongelmiin voisi olla elementtimenetelmiä hyödyntävät tietokoneohjelmat. Millaiset jouset tulisi laatan alla olla? Winklerin alustamallissa jouset ovat irrallisia, kun taas Vlasovin alustamallissa alustaluku ei ole vakio. Alustamalleihin ei tämän työn puitteissa syvällisesti paneuduttu, mutta Winklerin mallin sanotaan olevan riittävän tarkka etenkin murtokuormaa oleellisesti pienemmillä kuormilla ja kitkamaalajeilla. Jotta voidaan luottaa fem-laskentaan, täytyy käsinlaskennalla saada joitain vertailutuloksia.

Saumattoman maanvaraisen laatan mitoituksen yhteydessä esitetyn kaavan (10) käyttökelpoisuus on epäselvä. Ajatuksena on ratkaista teräsmäärä, jolla raudoituksen vetokesävyys on suurempi kuin betonin vetokestävyys. Sanotaan, että tällöin raudoituksen venymä- ja halkeamaväli jää pieneksi [2]. Mitoitusvarmuus syntyy pienennetyistä kitkaker-toimista ja pienennetystä raudoituksen lujuudesta. Halkeamaleveyttä ei mainitulla kaavalla voi ratkaista. Esimerkkilaskelman puitteissa tuli esille, että halkeamaleveyttä tiukasti rajattaessa teräsmäärä määräytyy käyttörajatilassa halkeamaleveysvaatimusten mukaan, vaikka raudoitus täyttäisi saumattoman maanvaraisen laatan raudoitusvaateet.

Pakkovoimat esimerkiksi estetystä kutistumasta saattavat olla suuria. Esimerkkilaskelmassa laatan raudoitus määräytyi käyttörajatilan halkeamaleveysvaateiden mukaan. Huomattiin, että merkittävä osuus käyttörajatilan teräsjännityksestä koostui pakkovoimista syntyneestä vedosta. Murtorajatilassa tätä merkittävän suuruista teräsjännitystä ei huomioida.

Teräsbetonilaatan vääntöön ei tässä tutkimustyössä syvennötty. Kirjallisuudessa mainitaan, että vääntömomentin merkitys korostuu laatan vapaassa nurkassa, kun vääntö- ja taivutusmomenttien maksimiarvot sijaitsevat lähellä toisiaan.

## 7. YHTEENVETO

Maaperän ja alustan, ja sen myötä laatan ja maan yhteistoiminnan täsmällinen määrittäminen on hankalaa. Maan käyttäytyminen ei ole täysin kimmoisaa. Alustalukuun vaikuttavat mm. maakerroksen jännitystila, jännitystaso ja jännityshistoria. Rakennemitoitusta varten alustaluku voidaan kuitenkin arvioida maalajikohtaisesti taulukoitujen muodonmuutosmoduuleiden ja kerrospaksuuksien mukaan. Pienet virheet alustaluvussa eivät ole kokonaisuuden kannalta oleellisia. Maan jäykkyuden kaksinkertaistuminen kasvattaa laatan kantavuutta n. 10 %. Kuitenkin alustaluvun suuruusluokan tulee olla oikein. Alustaluku voidaan mitata kokeellisesti rakentamistyön edetessä kustakin maakerroksesta ja suunnitelmia voidaan täsmentää saatujen arvojen mukaan. [2-4]

Lattia voidaan tehdä v. 2018 voimaan tulleiden energiamääräysten mukaan lämmöneristettynä tai eristämättömänä. Jos eriste jätetään pois, niin tasauslaskennan takia käytännössä jokin muu rakenneosa täytyy eristää paremmin. Tapauskohtaisesti eriste voi olla välittömästi laatan alla tai laatan alla olevan pistekuormia jakavan maakerroksen alla. Tavanomaisesti eriste heikentää rakennekerroksen alustalukua ja laatan kantavuutta. Eristeen sijainnilla ei ole laskennallisesti vaikutusta rakenteen alustalukuun, vaikkakin syvemmällä ollessaan pistekuorman eristeeseen aiheuttamat jännitykset pienenevät kuorman jakautuessa yllä olevissa maakerroksissa. Eristeen sijaitessa pistekuormia jakavan maakerroksen alla parannetaan lattia-alueen työnaikaista kulkumahdollisuutta ennen lattiavalua. [2, 10]

Alapohjarakenteen kosteusrasitusta pienennetään veden kapillaarisen nousun estävällä kerroksella. Kapillaariveden lisäksi rakenteen kosteuslähteenä on maan huokosilman vesihöyry. Maan huokosilman suhteelliseksi vesihöyrypitoisuudeksi oletetaan 100 % RH. Rakennuksen keskialueilla maan ja laatan lämpötila on lähellä toisiaan noin vuoden kuluessa rakentamisesta tilanteen pysyen staattisena läpi vuoden. Näin ollen keskialueella eristeen käytöllä ei saada lämpötilaeroa laatan ja maaperän välille eikä sen myötä maaperälle laatan kosteuspitoisuutta pienempää kosteuspitoisuutta. Vesihöyryyn diffuusio on siis sisätilaan päin. Eristeen käyttö myös keskialueella on perusteltua sen vesihöyryvastuksen vuoksi. Tällä tavoin voidaan myös alentaa lattianpäällysteen ja betonilaatan suhteellista kosteutta. Muovikalvon käyttöä ei suositella lattiassa, koska sen päälle saattaa kertyä rakennusaikaista vettä, joka poistuu hitaasti. Erityisesti laatan reuna-alueilla lämmöneristeen käyttöä puoltavat myös lämpötekniset perusteet. [11, 14]

Kutistumasaumallisessa rakenteessa laatan kutistuma pyritään keskittämään saumoihin, jotka voidaan tehdä esimerkiksi sahaamalla. Kutistumaa ei tällöin pyritä hallitsemaan raudoituksella. Pieni kitka laatan ja alusrakenteen välillä on rakenteelle eduksi. Kutistumasaumaton laatta on raudoitettu kutistumaa vastaan. Sahasaumoja ei lähtökohtaisesti ole, vaikkakin laatan sivumitta on suoraan verrannollinen kitkasta syntyvään vetovoimaan.

Valualueita rajaavia työsaumoja tarvitaan työmaan työsaavutusten mukaan. Työsaumat voivat toimia myös liikuntasaumoina. [2]

Lattian rakennesuunnittelua ohjeistavan lähteen mukaan maanvarainen laatta ei ole kantava rakenne. Ohjeena on, että tällöin voidaan käyttää pienennettyjä kuormien osavarmuuskertoimia. Myös halkeamaleveysvaatimukset poikkeavat ohjeistuksessa määräystasosta. Jos rakenne on käyttöturvallisuuden kannalta merkittävä, tulee ympäristöministeriön asetusta kantavista rakenteista noudattaa. Esimerkiksi hyllyjen pystyssä pysyminen on käyttöturvallisuuden kannalta merkittävää. Maanvarainen lattia tulee suunnitella kantavana, jos laatalle kohdistuu esimerkiksi tuotanto- tai varastorakennuksessa raskaita hyötykuormia tai ajoneuvojen tai varastohyllyjen pistekuormia. Rakenteen olennaiset tekniset vaatimukset täyttyvät, kun se suunnitellaan ja toteutetaan eurokoodien sekä niitä koskevien kansallisten liitteiden mukaan. [2, 21, 24]

Teollisuuskäytössä kuormaluokassa E2 hyötykuormat määritetään hankekohtaisesti. Tilaajalta hankittava mahdollisten hyllykuormien layout kuormien suuruuksineen ja sijainteineen on rakennemitoituksen kannalta oleellista. Myös kuormituspinta-alalla on merkitystä. Hyllyjalan pohjalevyn kokoa ei aina voida kokonaisuudessaan hyödyntää. Pohjalevyn teholliseksi leveydeksi voidaan katsoa  $d + 4t$ , kun  $d$  on jalan leveys ja  $t$  on pohjalevyn paksuus. [20, 27, 30].

Betonirakenteiden lävistystarkastelu on saatu vuoden 2017 alusta alkaen tehdä eurokoodien mukaan, kun käytetään Suomen kansallista liitettä. Suoraan alusrakenteille menevä kuorma voidaan vähentää lävistävästä kuormasta. Alusrakenteille menevä kuorma on eurokoodissa tuen reunasta etäisyyden  $2d$  rajaaman piirin sisällä olevan pohjapaine. Kuorman vähennyksessä on kuitenkin suositeltavaa pitäytyä etäisyyden  $d$  rajaaman piirin alalla. Pistekuormasta syntyvä pohjapaine ei ole laatan alla vakio, vaan se saa suurimman arvonsa kuormapisteen alla. Yksittäisen pistekuorman aiheuttaman pohjapaineen voidaan yksinkertaistetusti ajatella pienenevän tasaisesti. Vähennettävä kuorma on ratkaistavissa myös käsinlaskentamenetelmin. [5, 20, 28]

Eurokoodien lävistysmitoituksen laskentatapaan on tulossa muutoksia 2020-luvulla. Uuden laskentatavan mukaan lävistyvä piiri on etäisyydellä  $d/2$  tuesta. Uudessa laskentatavassa huomioidaan kiertymä. Kiertymän kasvaessa kapasiteetti pienenee. Kiertymän suuruuteen vaikuttaa taivutusmomentti ja taivutuskestävyyden suhde sekä terästen ominaisuuksien lisäksi momentin nollakohdan etäisyys tuesta ja laatan tehollinen korkeus. [5, 44]

Maanvaraisen laatan pistekuormien aiheuttamat taivutusmomentit voidaan ratkaista käsinlaskennalla, kun yksittäinen pistekuorma sijaitsee laatan keskellä, vapaalla reunalla, nurkassa, liikuntasaumassa ja liikuntasauvojen T-risteyksessä. Kun laattaa kuormittaa kaksi samansuuruista pistekuormaa, momentit ovat ratkaistavissa laatan keskellä. Laskentakaavat on tehty tapauksille, joissa kuormien keskinäiset etäisyydet ovat  $2a_k$ ,  $4a_k$  tai

$10a_k$ , kun  $a_k$  on laatan jäykkyyden ja kuormituspinta-alan mukaan määräytyvä kerroin. Pienillä etäisyyksillä, suuruusluokaltaan metri tai alle, näyttäisi siltä, että toinen piste-kuorma tuo merkittävän lisän positiiviseen momenttiin, kun positiivinen momentti tarkoittaa sitä, että veto on alapinnassa. Esimerkkilaskelmassa pistekuormien ollessa kahden metrin etäisyydellä toisistaan, vaikutus positiiviseen momenttiin oli enää muutamia prosentteja. Sen sijaan negatiivinen momentti kasvaa myös suurilla pistekuormien etäisyyksillä. Esimerkkilaskelmassa kävi myös ilmi, että halkeilurajan ollessa tiukka saattaa maanvaraisen laatan raudoitustarve olla kasvaa merkittävän suureksi.

Laatan taipuman ja kuormituksesta syntyvän pohjapaineen välillä on suora yhteys. Pohjapaine ja taipumat ovat ratkaistavissa, kun yksittäinen pistekuorma on laatan keskellä, vapaalla reunalla, nurkassa, liikuntasaumassa ja liikuntasauojen T-risteyksessä. Lisäksi pohjapaine ja taipumat ovat ratkaistavissa, kun kahden pistekuorman keskinäinen etäisyys on  $4a_k$  ja kuormat sijaitsevat laatan keskellä, vapaalla reunalla tai liikuntasaumassa.

Käsinlaskennalla ei ole mahdollista ratkaista taivutusmomentteja, pohjapaineita tai taipumia, kun pistekuormia on kolme tai useampia tai kun pistekuormat ovat keskenään erisuuret. Lävistyslaskennassa ongelma syntyy, jos kahden erisuuren pistekuorman tarkastelupiirit leikkaavat keskenään.

## LÄHTEET

- [1] Rakennustuoteteollisuus RTT ry, Betonteollisuus ry, Betonilattaiyhdistys ry, Betonilattiat kortisto, Suomen Rakennusmedia Oy, Helsinki, 2012, 72 s.
- [2] Suomen Betoniyhdistys r.y., by 45, BLY 7 Betonilattiat 2014, BY-Koulutus Oy, Helsinki, 2014, 187 s.
- [3] Betongföreningen, Industrigolv. Rekommendationer för projektering, materialval, produktion, drift och underhåll. Betongrapport nr 13 2008, Svenska Betongföreningen, Stockholm, Sverige, 2008, 296 s.
- [4] SUOMEN RAKENNUSINSINÖÖRIEN LIITTO, RIL 157-I Geomekaniikka I, SUOMEN RAKENNUSINSINÖÖRIEN LIITTO, Helsinki, 1985, 479 s.
- [5] A. Laaksonen, professori, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere. Haastattelut 12.1. - 9.11.2018.
- [6] TTY, Maa- ja pohjarakenteet, 4. Painuminen, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere, MPR-5010 Maamekaniikan luentoaineisto, 2013, 55 s.
- [7] J. Vinha, professori, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere. Sähköpostihaastattelu 19.12.2017.
- [8] D3 SUOMEN RAKENTAMISMÄÄRÄYSKOKOELMA Rakennusten energiat ehokkuus MÄÄRÄYKSET JA OHJEET 2012, Ympäristöministeriö, Rakennetun ympäristön osasto, Helsinki, 2012, 35 s.
- [9] J. Kemppainen, Rakentamisen säädökset muuttuvat, Rakennusteollisuus RT ry, 2017, 15 s. Saatavissa: <https://www.rakennusteollisuus.fi/globalassets/koulutus--ja-esitysaineistot/2017/kiertue/rakmk-uusiminen.pdf>.
- [10] Ympäristöministeriön asetus uuden rakennuksen energiatehokkuudesta, Säädos 1010/2017, 2017. Saatavissa: <https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2017/20171010>.
- [11] M. Pentti, Maanvastaiset rakenteet, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere, RAK-32500 Eristysrakenteiden luentomateriaali, 2016, 51 s.
- [12] Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, RIL 126-2009 Rakennuspohjan ja tonttialueen kuivatus, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, Helsinki, 2009, 99 s.
- [13] Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, RIL 107-2012 Rakennusten veden- ja kosteudeneristysohjeet, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, Helsinki, 2012, 219 s.



- [14] Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry, RIL 255-1-2014 Rakennusfysiikka 1 Rakennusfysikaalinen suunnittelu ja tutkimukset, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry, Helsinki, 2014, 500 s.
- [15] M. Matsinen, Betonilattiaillapäivä rakennesuunnittelijoille, Betonilattiatyypit, luentomateriaali, BLY ry, 2015, 20 s.
- [16] M. Matsinen, Betonilattioiden saumat, Betoni, No. 1, 2018, s. 67-71.
- [17] T. Meriläinen, diplomi-insinööri, Sweco Rakennetekniikka Oy, Helsinki. Sähköpostihaastattelu 20.1.2018.
- [18] K. Johansson, Betonilattiaillapäivä rakennesuunnittelijoille, Betonilattiat 2014 BY45/BLY7 Maanvaraisten lattioiden suunnittelu, luentomateriaali, Suomen Betoniyhdistys ry, 2015, 46 s.
- [19] Rakenteiden lujuus ja vakaus, Ympäristöministeriö, Saatavissa (viitattu 16.2.2018): [http://www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto\\_ja\\_rakentaminen/Lainsaadanto\\_ja\\_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma/Rakenteiden\\_lujuus\\_ja\\_vakaus](http://www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto_ja_rakentaminen/Lainsaadanto_ja_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma/Rakenteiden_lujuus_ja_vakaus).
- [20] The Concrete Society, Technical Report 34, Concrete Industrial Ground Floors, A guide to design and construction, 4th ed. The Concrete Society, Camberley, England, 2016, 91 p.
- [21] T. Tikanoja, diplomi-insinööri, erityisasiantuntija, Rakennusteollisuus RT ry, Helsinki. Sähköposti 5.3.2018.
- [22] J. Mattila, tekniikan tohtori, Betoniteollisuus ry:n toimitusjohtaja, Rakennusteollisuus RT ry, Helsinki. Sähköpostihaastattelu 16.2.2018.
- [23] Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista, Säädös 477/2014, 2014. Saatavissa: <https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2014/20140477>.
- [24] P. Timo, tarkastuspäällikkö, rakennusvalvonta, Vantaa. Sähköpostihaastattelu 9.3.2018.
- [25] SFS-EN 1990 + A1 + AC EUROKOODI. RAKENTEIDEN SUUNNITTELU-PERUSTEET, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, 2006, 184 s.
- [26] T. Koivu, Rakennustekniikan käsikirja osa 4, Pääjakso 3: Konstruktio tekniikka, Kustannusosakeyhtiö Tammi, Helsinki, 1972, 860 s.
- [27] Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, RIL 201-1-2017 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Eurokoodi, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, Helsinki, 2017, 210 s.
- [28] SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC EUROKOODI 2: BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU. OSA 1-1: YLEISET SÄÄNNÖT JA RAKENNUKSIA KOSKEVAT SÄÄNNÖT, 2. painos. Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, 2015, 218 s.

- [29] SFS-EN 1991-1-1 + AC EUROCODE 1: RAKENTEIDEN KUORMAT. OSA 1-1: YLEISET KUORMAT, TILAVUUSPAINOT, OMA PAINO JA RAKENNUSTEN HYÖTYKUORMAT, Suomen Standardisoimisliitto, 2002, 71 s.
- [30] M. Matsinen, Betonilattiapäivä 21.3.2018, Maanvaraisten betonilattioiden suunnittelussa huomioitavaa, luento, BLY ry, 2018.
- [31] Kuormalavahyllyjen ja lavojen mitoitus, Intolog, Saatavissa (viitattu 9.5.2018): <https://www.intolog.fi/fi/ohjeet/suunnitteluohjeet/lavojen+mitoitus/>.
- [32] SFS-EN 1993-1-8 EUROCODE 3. TERÄSRAKENTEIDEN SUUNNITTELU. OSA 1-8: LIITOSTEN MITOITUS, 2005, 148 s.
- [33] SFS-EN 1993-1-1 EUROCODE 3. TERÄSRAKENTEIDEN SUUNNITTELU. OSA 1.1: YLEISET SÄÄNNÖT JA RAKENNUKSIA KOSKEVAT SÄÄNNÖT, 2005, 99 s.
- [34] M. Pentti, RUOSTUMATTOMASTA TERÄKSESTÄ VALMISTETUT BETONIRAUDOITTEET, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere, RAK-32700 Elinkaaritekniikan perusteiden tekstiaineisto, 2016-2017, 5 s.
- [35] Iiro Ojamaa, Betonin halkeilun hallinta tasaomaisissa ja vesitiiveissä rakenteissa, diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere, 2017, 144 s.
- [36] P. Timo, J. Niskanen, Betonin kutistumisen hallinta ja halkeilun rajoittamiskeinot, esimerkkinä betonijulkisivun ulkokuori, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere, RAK-32700 Elinkaaritekniikan perusteiden harjoitustyö, 2017, 10 s.
- [37] J. Komonen, Betonirakenteiden kutistuminen ja halkeamien ehkäisy, Rakentajain kalenteri 2010, Rakennustieto Oy, Helsinki, 2009, s. 428-439.
- [38] J. Mattila, BETONIN KUTISTUMINEN JA HALKEILU, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere, RAK-32700 Elinkaaritekniikan perusteiden luentomateriaali, 2016-2017, 24 s.
- [39] Suomen Betoniyhdisys ry, by 67 Betonin kutistuman ja halkeilun hallinta 2016, 2. painos. BY-Koulutus Oy, Helsinki, 2017.
- [40] J. Kutvonen, rakennusinsinööri (AMK), Sweco Rakennetekniikka Oy, Helsinki. Sähköposti 11.9.2017.
- [41] J. Rajamäki, Leikkausraudoitetun teräsbetonirakenteen lävistysmitoituksen muutos uuden Suomen kansallisen liitteen mukaisesti, kandidaatintyö, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere, 2017, 35 s.
- [42] SUOMEN RAKENTAMISMÄÄRÄYSKOKOELMA Rakenteiden lujuus ja vakaus Betonirakenteet, Ympäristöministeriö, Helsinki, 2016, 35 s.
- [43] Suomen Betoniyhdistys r.y., by 50 BETONINORMIT 2004, Suomen Betonitieto Oy, Helsinki, 2004, 263 s.

- [44] A. Muttoni, M. Fernández, Proposal for punching shear provisions based on CSCT, SIA, Zurich, Switzerland, 2014, 6 p.
- [45] Suomen Betoniyhdistys ry, by 65 Betoninormit 2016, BY-Koulutus Oy, Helsinki, 2016, 164 s.
- [46] R. Lindberg, O. Kerokoski, RTEK-3210 Teräsbetonirakenteet Luentomoniste syksy 2009, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere, 292 s.
- [47] SUOMEN RAKENNUSINSINÖÖRIEN LIITTO RIL, RIL 144-1997 Rakenteiden kuormitusohjeet, SUOMEN RAKENNUSINSINÖÖRIEN LIITTO RIL, Helsinki, 1997, 182 s.

## LIITE A: MAALAJIEN JA ERISTEIDEN OMINAISUUKSIA

**Taulukko A1** Maalajien muodonmuutosmoduuleja, perustuu lähteeseen [2].

Maalaji	E [MN/m <sup>2</sup> ]
Savi	2...10
Hiekka	10...30
Tiivis hiekka	40...80
Tiivis sora	100...200
Tiivis soramurske	300...350

**Taulukko A2** Eristeiden kimmokertoimia ja puristuslujuuden laskenta-arvoja, perustuu lähteeseen [2]

Eriste	E [MN/m <sup>2</sup> ]	Puristuslujuuden laskenta-arvo [kN/m <sup>2</sup> ]
EPS 60	4	21
EPS 80	6	25
EPS 100	8	35
EPS 120	10	42
EPS 150	12	53
EPS 200	16	70
EPS 300	24	105
EPS 400	30	140
XPS 400	25	180
XPS 500	30	200
XPS 700	40	250

## LIITE B: KITKAKERTOIMIA

**Taulukko B1** Laatan ja alustan välisiä kitkakertoimia, perustuu lähteeseen [18]

Laatan alusta	kitkakerroin
Karkea sepeli	1,3...2,0
Laakerointihiekka	0,9...1,0
Laakerointihiekka + 1-kerrosmuovi	0,6...1,0
Laakerointihiekka + 2-kerrosmuovi	0,5...1,0
Karhea alusbetoni	1,3
Karhea alusbetoni + 1-kerrosmuovi	1,0
Karhea alusbetoni + 2-kerrosmuovi	0,8
Teräshierretty alusbetoni	1,0
Teräshierretty alusbetoni + 1-kerrosmuovi	0,7
Eriste	0,9...1,0
Eriste + 1-kerrosmuovi	0,7
Eriste + 2-kerrosmuovi	0,5